

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L' ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE EL-OUED
DEPARTEMENT HYDRAULIQUE



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme master en
hydraulique

OPTION : Diagnostique Systems Alimentation en eau potable

Thème

**Dimensionnement D'un Évacuateur
De Crues (Cas Du Barrage De
Fontaine Des Gazelles -W- Biskra).**

Présenté par :

- ✓ NAIMI NOUREDDINE
- ✓ BOUHAMDA TOUFIK

Encadreur:

MEGUELLATI SOUMIA

Promotion 2014

Barrage Fontaine des Gazelles Wilaya de Biskra



Source : **Barrage Fontaine des Gazelles Wilaya de Biskra**

Dédicace

Je dédie ce modeste travail

A ma très chère mère

A mon très cher père

A mes chères sœurs, frère.

A mes tantes et oncles

A toute ma famille

A tous mes amis

Toufik et Noureddine



Remerciement

« Je remercie en premier Dieu pour tout

Je remercie en second Mon père et ma mère, qui ont sacrifiés leur vie pour notre bien

En fin, mes sincères reconnaissances et gratitudes à tous mes enseignants et en particulier le directeur de ce mémoire **Melle SOUMIA MEGUELLATI**, pour ses nombreux conseils, et sa disponibilité

Je remercie également le président et les membres de jury d'avoir accepté d'examiner mon travail ».

Toufik et Noureddine



| SOMMAIRE | PAGE |
|---|------|
| INTRODUCTION GENERALE | |
| Chapitre I : Etude topographique | |
| I.1. Introduction | 2 |
| I.2. Situation géographique | 2 |
| I.3. Le choix de l'axe de la digue | 3 |
| I.4. Caractéristiques géographiques du bassin versant | 4 |
| A. Caractéristiques de forme | 4 |
| B. Indice de capacité de « Gravellius » - KC - | 4 |
| C. Rectangle équivalent | 5 |
| I.5. Hypsométrie | 5 |
| I.5. 1.La courbe hypsométrique | 5 |
| I.5. 2.Les indices de pente | 6 |
| A. Indice de ROCHE | 6 |
| B. Indice de pente globale I_g | 7 |
| C. Dénivelé spécifique DS | 7 |
| D. Coefficient orographique C_o | 7 |
| I.6.Le réseau hydrographique | 7 |
| I.7. Morphométrie | 8 |
| I.7.1. La densité de drainage D_d | 8 |
| I.7.2. Le talweg principale | 9 |
| I.7.3. Le temps de concentration t_c | 10 |
| I.8. CONCLUSION | 11 |

| Chapitre II - Etude Géologique | |
|--|----|
| II.1. Introduction | 12 |
| II.2. Géologie des bassins versants | 12 |
| II.2.1. Domaine morpho-structurale | 12 |
| II.2.1.1. Les synclinaux | 12 |
| II.2.1.2. synclinale BATNA – AIN TOUTA | 12 |
| II.2.1.3. Synclinale d'EL-KANTARA | 12 |
| II.3. Géologie du site | 13 |
| II.4. Géologie Des Rives | 13 |
| II.4.1. Rive gauche | 13 |
| II.4.2. Rive Droit | 14 |
| II.5. CONCLUSION | 14 |
| Chapitre III - Etude hydrologique | |
| III.1. Introduction | 15 |
| III.2. Les précipitations et leur variabilité | 15 |
| III.2.1. Critique et homogénéisation des données pluviométriques | 15 |
| III.2.1.1. Equipements du Bassin Versant | 15 |
| III.2.1.2. Le comblement des lacunes | 16 |
| III.2.2. Précipitations annuelles et leur irrégularité | 16 |
| III.2.3. Relation précipitation – Altitude $p = f(H)$ | 18 |
| III.2.4. Evaluation de la lame d'eau précipitée | 19 |
| III.2.4.1. Méthode des isohyètes | 19 |

| | |
|---|----|
| III.2.4.2. Méthode de variation altimétrique | 20 |
| III.2.5. Précipitation mensuelle et le régime saisonnier | 21 |
| III.3. Les températures et leur régime thermiques | 23 |
| III.4. Regime climatique | 24 |
| III.4.1. Indice de DEMARTONNE (1923) | 24 |
| III.4.2. Diagramme Ombrothermique de Gaussen et Bagnols | 25 |
| III.5. L'évapotranspiration | 26 |
| III.5.1. Le calcul de ETP | 26 |
| III.5.1.1. la formule de THORNETHWAITE | 26 |
| III.5.1.2. la formule de SERRA | 27 |
| III.5.2. Le calcul de ETR | 28 |
| III.5.2. 1. Formule de TURC | 28 |
| III.5.2.2. Méthode thornethwaite | 28 |
| III.6. Ruissellement | 29 |
| III.7. Bilan hydrologique | 30 |
| Conclusion | 31 |
| Chapitre IV - Conception de la Digue | |
| IV.1. Introduction | 32 |
| IV.2. la hauteur du barrage (LA CRETE DU BARRAGE) | 32 |
| IV.2.1. Détermination de la revanche | 32 |
| IV.2.2. Détermination de la côte en crête du barrage : (CR) | 33 |
| IV.3. Détermination de la largeur en crête (b) | 33 |
| IV.4. La longueur en crête (Lc) | 34 |

| | |
|---|----|
| IV.5. Les risbermes | 34 |
| IV.6. Les Pentes des talus | 34 |
| IV.7. protection des talus | 36 |
| IV.7.1. talus amont | 36 |
| IV.7.2. talus aval | 36 |
| IV.8. Etude des infiltrations | 36 |
| IV.8.1. Dimensionnement du prisme de drainage | 36 |
| IV.8.2. Ligne de saturation | 37 |
| IV.9.conclusion | 37 |
| Chapitre V - Dimensionnement D'un évacuateur de crues | |
| V.1. Introduction | 38 |
| V.2. Definition D'un Evacuateur Des Crues | 38 |
| V.3. Classification Des Evacuateurs De Crues | 38 |
| V.3.1. Evacuateurs De Surface | 38 |
| V.3.2. Evacuateur En Charge | 38 |
| V.4. Debit des evacuateurs de crues | 39 |
| V.5. Les Criteres De Choix Pour L'emplacement D'un Evacuateur De Crue | 39 |
| V.6. Comparaison entre les rives | 40 |
| V.7. Calcul hydraulique de l'evacuateur de crue | 40 |
| V.7.1. Canal d'amenee (d'approche) | 40 |
| V.7.2. Seuil deversant - profil deversoir (profil creager) | 41 |

| | |
|---|----|
| V.7.3. Le canal d'évacuation | 42 |
| V.7.3.1. Calcul Hydraulique Du Chenai D'ecoulement | 42 |
| V.7.3.1.1. Calcul De La Profondeur Critique Hcr | 43 |
| V.7.3.3. Calcul de la vitesse critique | 44 |
| V.7.3.4. Calcul de la pente critique | 44 |
| V.7.3.5. Calcul de la profondeur normale h_n | 45 |
| V.7.3.6. Verification du regime d'ecoulement | 46 |
| V.7.3.7. Caractere de raccordement (calcule de h_c' et h_c'') | 46 |
| V.7.4. Coursier | 47 |
| V.7.4.1.calcul hydraulique du coursier | 48 |
| V.7.4.2. Regime d'ecoulement dans le coursier | 48 |
| V.7.4.3 : verification du regime d'ecoulement dans le coursier | 51 |
| V.7.4.4 : calcul de la ligne d'eau (methode de pavlovski) | 51 |
| V.7.5. Bassin d'amortissement (bassin de dissipation d'energie) | 56 |
| V.7.5.1. Les differents types d'amortissement suivant la valeur de froude | 57 |
| V.7.5.2. Calcul du module de froude | 57 |
| V.7.5.3. Dimensionnement du bassin | 58 |
| Longueur du ressaut | 59 |
| 1. Formule de PAVLOVSKY | 56 |
| Longueur du bassin | 59 |
| Canal de fuite | |
| V.8. Conclusion | |
| CONCLUSION GENERALE | |

| | |
|---------------------------|--|
| REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE | |
| Résumé | |

Liste des Tableaux

| Number de Tableau | Chapitre I - Etude topographique | Page |
|------------------------------|--|-------------|
| Tableau (N° 01) | Les valeurs de la densité de drainage | 9 |
| Tableau (N° 02) | récapitulation des caractéristiques morpho métriques du bassin versant | 10 11 |
| Number de Tableau | Chapitre III - Etude hydrologique | |
| Tableau (N° 01) | Les données d'observation et séries chronologiques des stations climatiques | 15 |
| Tableau (N° 02) | paramètre de corrélation comblement des lacunes | 16 |
| Tableau (N° 03) | les années humides et sèches des stations | 17 |
| Tableau (N° 04) | le gradient pluviométrique | 18 |
| Tableau (N° 05) | évaluation de la lame d'eau précipite sur le bassin versant de O. EL HAI (1969-1989) | 19 |
| Tableau (N° 06) | Evaluation de la lame d'eau précipitée par la Méthode Altimétrique du sous bassin Aval El-kantara | 21 |
| Tableau (N° 07) | résultats des méthodes d'évaluation de la lame d'écipitée de différent période | 21 |
| Tableau (N° 08) | Répartition mensuelle des précipitations du sous bassin Amont | 22 |
| Tableau (N° 09) | Résume les résultats | 22 |

| | | |
|------------------------------|---|----|
| Tableau (N° 10) | Précipitations saisonnières du B.V de oued El-Hai (74-2004) | 22 |
| Tableau (N° 11) | gradient thermique du B.V de Oued El-Hai | 23 |
| Tableau (N° 12) | variations mensuelles des températures dans le B.V de O. El-Hai (74-2004) | 24 |
| Tableau (N° 13) | précipitations et la températures du B.V de O.EL-HAI(74-2004) | 25 |
| Tableau (N° 14) | Evapotranspiration potentielle des sous bassins de Oued El-Hai (Méthode de Thornetwaite) | 26 |
| Tableau (N° 15) | ETP par la méthode de SERRA | 27 |
| Tableau (N° 16) | ETR annuelle par la méthode de TURC | 28 |
| Tableau (N° 17) | méthode de Thornetwaite sous bassin Amont | 29 |
| Tableau (N° 18) | méthode de Thornethwaite sous bassin Aval | 29 |
| Tableau (N° 19) | Comparison des resultants | 29 |
| Tableau (N° 19) | Estimation de ruissellement | 30 |
| Number de Tableau | Chapitre V- Dimensionnement D'un évacuateur de crues | |
| Tableau (N°01) | Valeur de x et y primaire pour le tracé le seuil | 41 |
| Tableau (N°02) | Valeur de X et Y finale de tracé de seuil | 41 |
| Tableau | Calcul du débit du chenal d'évacuation | 45 |

| | | |
|-------------------|--|----|
| (N°03) | | |
| Tableau (N°04) | Calcul du débit du chenal d'évacuation | 49 |
| Tableau (N°05) | Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 2) | 49 |
| Tableau (N°06) | Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 3) | 50 |
| Tableau (N°07) | Calcul de la ligne d'eau pour le tronçon 1 | 53 |
| Tableau (N°08) | Calcul de la ligne d'eau pour le tronçon 2 | 54 |
| Tableau (N°09) | Calcul de la ligne d'eau pour le tronçon 3 | 55 |
| Tableau (N°10) | Calcul du débit dans le canal de fuite | 60 |

Liste des Figures

| Nombre de Figure | Chapitre I - Etude topographique (Titre de Figure). | Page |
|-----------------------------|---|-------------|
| Figure (N° 01) | Situation géographique du bassin versant de Oued El-Hai | 2 |
| Figure (N° 02) | Carte de localisation du bassin versant d'Oued El-Hai (ANRH; 1992) | 4 |
| Figure (N° 03) | La courbe hypsométrique de bassin versant de Oued El-Hai | 6 |
| Figure (N° 04) | Carte de densité de drainage | 8 |
| Figure (N° 05) | Profil topographique du talweg principale | 9 |
| Nombre de Figure | Chapitre II - Etude Géologique | |
| Figure (N° 01) | Moyennes mensuelles de l'humidité relative en (mm) (1978- 2008). | 13 |
| Figure (N° 02) | Coupe géologique de la rive gauche | 14 |
| Figure (N° 03) | Coupe géologique de la rive droite | 14 |
| Nombre de Figure | Chapitre III - Etude hydrologique | |
| Figure (N° 01) | Droite de régression entre la station de Batna | 16 |
| Figure (N° 02) | Variations interannuelles des précipitations dans 4 stations (74-2004) | 17 |
| Figure (N° 03) | des précipitations en fonction de l'altitude du bassin versant de O El-Hai | 19 |
| Figure (N° 04) | Carte d'isohyetes dans le bassin versant d'oued El-Hai | 20 |
| Figure (N° 05) | Variations des températures mensuelles du Bassin versant | 24 |

| | | |
|-----------------------------|--|----|
| | d'Oued El-Hai (74-2004) | |
| Figure (N° 06) | Diagramme Ombrothèrmique de GAUSSEN et BEGNOULS (Oued El-Hai) | 25 |
| Nombre de Figure | Chapitre IV - Conception de la Digue | |
| Figure (N° 01) | Profil type de la digue | 35 |
| Figure (N° 02) | Protection du talus amont | 36 |
| Figure (N° 03) | Dimensionnement du prisme de drainage | 37 |

| | | |
|-----------------------------|---|----|
| Nombre de Figure | Chapitre V- Dimensionnement D'un évacuateur de crues | |
| Figure (N° 01) | Trace du seuil de l'évacuateur de crue | 42 |
| Figure (N° 02) | Tracé de l'évacuateur de crue | 43 |
| Figure (N° 03) | Courbe de tarage du chenal d'écoulement | 46 |
| Figure (N° 04) | Tracé des trois tronçons du coursier | 48 |
| Figure (N° 05) | Courbe de tarage du coursier (Tronçon 1) | 49 |
| Figure (N° 06) | Courbe de tarage du coursier (Tronçon 2) | 50 |
| Figure (N° 01) | Courbe de tarage du coursier (Tronçon 3) | 51 |
| Figure (N° 08) | Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1 | 56 |
| Figure (N° 09) | Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2 | 56 |
| Figure (N° 10) | Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 3 | 56 |
| Figure (N° 11) | Schéma représentatif du trajet de la lame d'eau dans le bassin d'amortissement | 58 |
| Figure (N° 12) | Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire | 59 |
| Figure (N° 13) | Longueur du ressaut en terme de y_2 (Peterka, 1964) | 60 |
| Figure (N° 14) | Courbe de tarage du canal de fuite | 61 |

INTRODUCTION GENERALE

La maîtrise des ressources en eau est un facteur capital pour le développement des activités sociales, économiques, agricoles et industrielles. Une exploitation rationnelle a la connaissance nécessite a la connaissance de toutes les ressources en eau soit de surface ou souterraines.

Le bassin versant d'oued Al Hai montre une grande hétérogénéité dans la répartition et le potentiel de ses sources.

La construction du barrage fontaine des gazelles entre El-Kantara et ElOutaya a pour conséquence L'emmagasinement des eaux de surface du bassin versant de oued EL Hai qui a été la mise en eau depuis 25 mai 2000, ces eaux servent à irriguer la vaste plaine d'ELOutaya permettant ainsi la mise en valeur de milliers d'hectare de terre agricole .

Le but de ce travail est de proposer un évacuateur de crue latéral, et faire le calcul hydraulique de tous les paramètres pour chaque élément de l'évacuateur afin de bien voir les différentes caractéristiques hydrauliques étudiées pendant les années d'étude.

Nous avons scindé notre étude en cinq principaux chapitres

- ✓ Premier chapitre définit la zone de notre étude ou représente le bassin versant de oued Elhai et le sous bassin (barrage de fontaine des gazelles).
- ✓ Le second chapitre d'étude géologique pour le site du barrage fontaine de gazelle.
- ✓ Le troisième chapitre , une étude hydrologique s'impose pour déterminer les apports annuels.
- ✓ Le quatrième chapitre consiste à la conception de la digue.
- ✓ En fin, dans le cinquième chapitre c'est la projection et le dimensionnement d'un évacuateur de crues

Chapitre I

Etude topographique

I.1. INTRODUCTION :

Pour cette étude il est indispensable d'avoir un plan en courbe de niveau qui peut être obtenu par un levé direct ou par restitution de photos aériennes.

En ce qui concerne l'étude du bassin versant de oued El-Hai nous disposons d'un plan topographique à l'échelle 1/1000 qui nous permet de :

- Situer l'axe de la digue.
- Délimiter le bassin versant alimentant la retenue.
- Déterminer la superficie, le périmètre du bassin versant ainsi que la longueur du Thalweg principal.

I.2. SITUATION GEOGRAPHIQUE :

Le bassin versant de Oued EL-Hai, appartient au grand bassin du Chott Melrhir. Ce bassin s'étale sur une superficie de 1660 km². Il est limité au Nord par la daïra de Batna, celle de Merouana, au Sud par la Wilaya de Biskra, à l'Ouest par la daïra de N'Gaous et les de Merouana, au Sud par la Wilaya de Biskra, à l'Ouest par la daïra de N'Gaous et les Tamarins et Barika, à l'Est par Tazoult, Arris et Mena. Il prend naissance dans les monts de Batna; Chaaba et Ain touta et a pour affluents principaux: Oued Tilatou, Oued Fadhala qui convergent pour former Oued El Hai. (Fig N° I-1)

En fin se jette dans la plaine de loutaya à travers un réseau hydrographique formé essentiellement par Oued El-Hai et alimentant le barrage des fontaines des Gazelles.

La limite de la zone d'étude par rapport aux coordonnées géographiques est donnée suivant la carte topographique de Batna et Barika à l'échelle, 1/200.000 :

Latitude : 35° 5 53 et 35° 35' 21 NORD

Longitude : 5° 30' et 6° 17' 36 EST

Sur le plan administratif, il s'étale sur deux wilayas ; celle de Batna avec une superficie de 1314 km² et celle de Biskra de l'ordre 346 km², où la superficie totale est environ de 1660 km².

CARTE TOPOGRAPHIQUE DE BASSIN VERSANT D'OUED EL-HAI

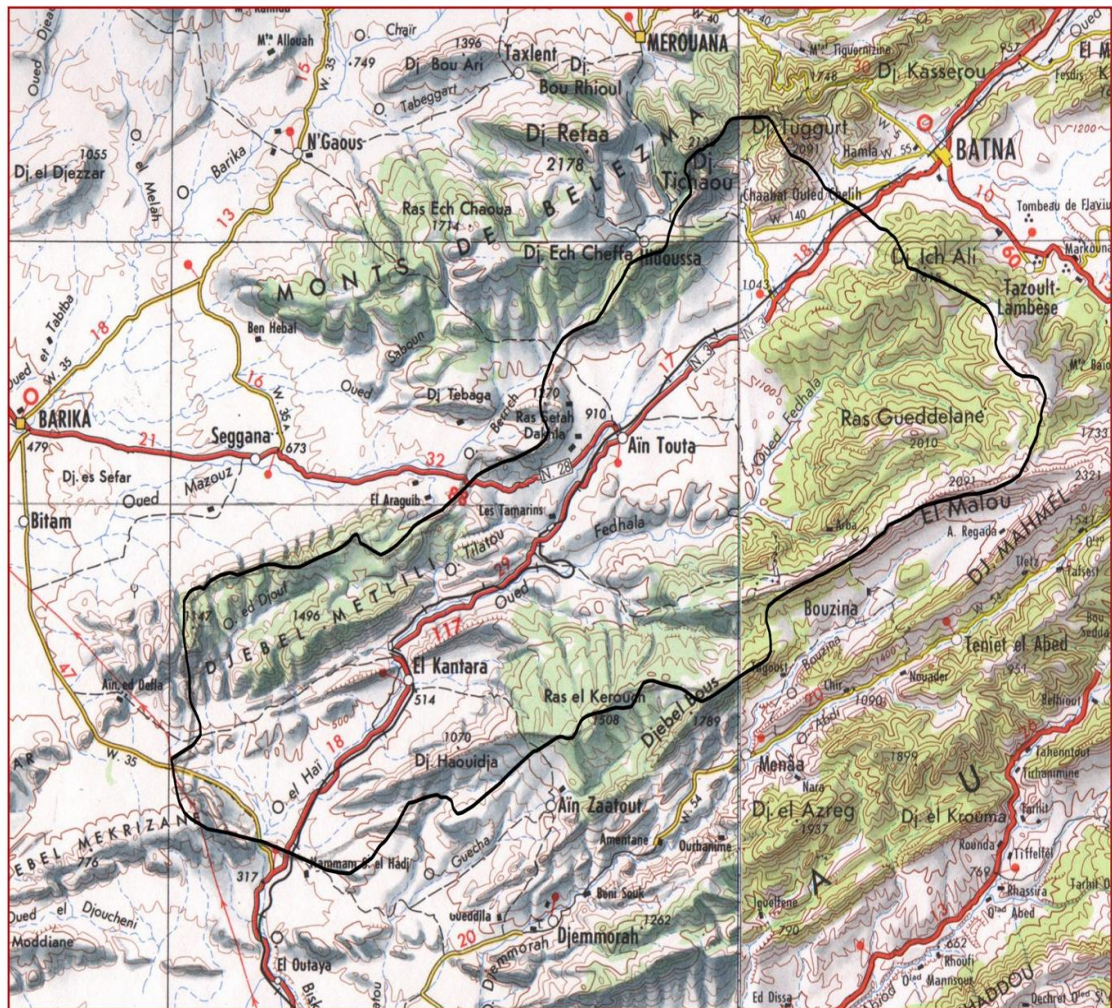


Fig N° I-1 : Situation géographique du bassin versant de Oued El-Hai.

Source : les carte topographique qui couvre la region (1/200 000)

I.3. LE CHOIX DE L'AXE DE LA DIGUE :

Le choix de l'axe de la digue a été dans le lieu qui présente le plus grand encaissement pour le but de minimise la quantité du remblai et avoir le plus grand volume d'eau possible, une longueur en crête de 370.00 m à la côte de 390.00m NGA.

*Les coordonnées de la rive droite sont :

$$X = 2.647,521 \text{ Km} \quad Y = 6.763,824 \text{ Km.}$$

*Les coordonnées de la rive gauche sont :

$$X = 2.295,241 \text{ Km} \quad Y = 6.868,178 \text{ Km.}$$

Où: K_c proche de 1,12 \Rightarrow la forme du bassin versant arrondi

K_c loin de 1,12 \Rightarrow la forme allongée.

La valeur de $K_c = 1,32$ loin de 1,12 indique que le bassin versant est de forme allongé, ce qui augmente théoriquement le temps de concentration.

C . Rectangle équivalent :

Cette notion a été introduite pour pouvoir comparer des bassins entre eux du point de vue de l'influence de leurs caractéristiques géométriques sur l'écoulement. Soit L et I la longueur et la largeur du rectangle, et P et A le périmètre et l'aire du bassin versant.

On a:

- La longueur L :

$$L = \frac{K \sqrt{A}}{1,12} \left[1 + \sqrt{1 - \left(\frac{1,12}{K} \right)^2} \right]$$

A.N : $K_c = 1.32$ $A = 1660 \text{ Km}^2$ $P = 193 \text{ Km} \Rightarrow L = 62.112 \text{ Km}$

- La largeur l : $L \cdot l = A \Rightarrow$

A.N : $l = 26.725 \text{ Km}$

I.5. HYPSONETRIE :

Le relief joue un rôle primordial dans la détermination de la compétence de l'agent de transport des matériaux.

I.5.1. LA COURBE HYPSONETRIQUE :

À l'aide des données de levé altimétrique, les tableaux à l'annexe permette de dessiner la courbe hypsonétrique de bassin versant de Oued El-Hai. (Fig N°I-3)

*Les paramètres altimétriques sont :

$$H_{5\%} = 1700 \text{ m.}$$

$$H_{50\%} = 990 \text{ m.}$$

$$H_{95\%} = 600 \text{ m.}$$

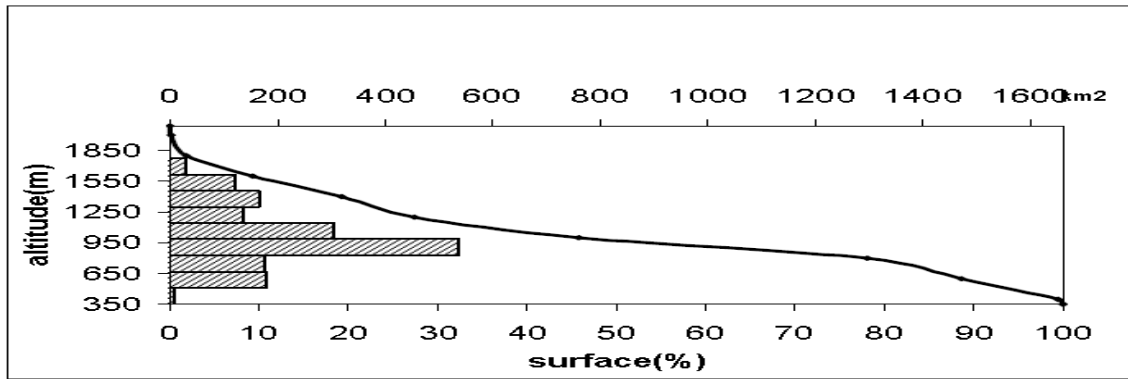


Fig N°I-3 : La courbe hypsométrique de bassin versant de Oued El-Hai

*La dénivelée spécifique:

$$D = H_{5\%} - H_{95\%} = 1100 \text{ mètre.}$$

* Altitude moyenne :

$$H_{moy} = VR/S = S (H_i * S_i)/S = 1039,83m.$$

L'altitude moyenne du bassin versant d'Oued El-Hai est de l'ordre de 1039,83m, où la dénivelée entre eu et l'altitude minimal (à l'exutoire) est de l'ordre de 689,83 mètre ; Ce qui montre l'aspect accentué de relief.

I.5.2. LES INDICES DE PENTE:

A. Indice de ROCHE:

$$IPR = \frac{1}{\sqrt{L}} \sum_{i=1}^n \sqrt{a_i * d_i} = 0,14$$

D'ou :

L : Longueur de rectangle équivalent en m.

ai : Dénivelée entre deux courbes de niveau en m.

di: Surface par tranche entre deux courbes de niveau en %.

A.N : $IPR = 0.14 \text{ m/km}^2$

* **Indice de pente moyenne I_m :**

Il est calculé selon la formule suivante :

$$I_m = H_{max} - H_{min} / \sqrt{A}$$

H_{max} : Altitude maximale du b.v $H_{max} = 1690 \text{ m}$

H_{min} : Altitude minimale du b.v $H_{min} = 520 \text{ m}$

A : superficie du b.v $A = 1660 \text{ km}^2$

A.N :

$$I_m = 28.71 \text{ m / km}$$

B. Indice de pente globale I_g :

$$I_g = D/L = 14,98 \text{ m/km}^2$$

Au temps que la superficie du bassin versant est supérieure à 25 km^2 ; l'indice de pente I_g n'est pas significatif et il faut le corriger.

C. Dénivelé spécifique DS :

$$DS = I_g \sqrt{A} = 610,33\text{m}$$

Selon la classification de l'ORSTOM, le relief de la zone d'étude est de la classe R7 ; c'est -a- dire un relief très fort ; ce qui encourage le déclenchement de tous les processus d'abrasion.

D. Coefficient orographique Co :

$$Co = \overline{H} * tg \alpha = 286,66$$

$$\overline{H} = H_{moy} - h_{min}$$

Où :

H_{moy} : Altitude moyenne en mètre

h_{min} : Altitude minimale en mètre.

S : Surface du bassin versant en km^2 .

Donc : $CO > 6 \Rightarrow$ Le relief du bassin versant est accentué .

I.6. LE RESEAU HYDROGRAPHIQUE :

Il est fondamental que la densité de réseau hydrographique exprime bien le degré de dégradation du milieu naturel.

Le réseau hydrographique du bassin versant d'Oued El-Hai caractérisé par un écoulement temporaire et très dense.

Le talweg principal est alimenté par plusieurs affluents en particulier Oued Tilatou; qui alimentent par les versants Dj.Ich Ali et Dj.Tuggurt par Oued Châaba et Oued Elbiar; ensuite Oued Laksour; qui traversent la plaine et la ville de Ain Touta.

La partie Nord-Est; Amont de Oued Fedhala caractérisé par des affluents alimentés par des sources naturels; comme Oued Bouaioun et Oued Tafrenet. par contre la partie Aval ; où les affluents sont a écoulement périodique surtout pendant les averses, parmi les principaux affluents ; Oued Hassi ben tamtam; Oued Elmelah; Oued Agroum et Oued Boubiada; qui traverse la ville d'Elkantara.

En général le réseau hydrographique de Oued El-Hai, dans sa plus grande partie est caractérisé par un écoulement périodique durant les saisons pluvieux.

I.7. MORPHMETRIE :

I.7.1. LA DENSITE DE DRAINAGE DD :

On peut la définir comme étant la longueur de réseau hydrographique par unite de surface.

$$Dd = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \text{ (R. Gloor ,1982)}$$

A: La surface en km²

Dd: Densité de drainage en Km/km²

La carte de densité de drainage (Fig N°I-4), été réalisée à partir des cartes topographiques à l'échelle 1/50 000, qui couvre la totalité du bassin étudié.

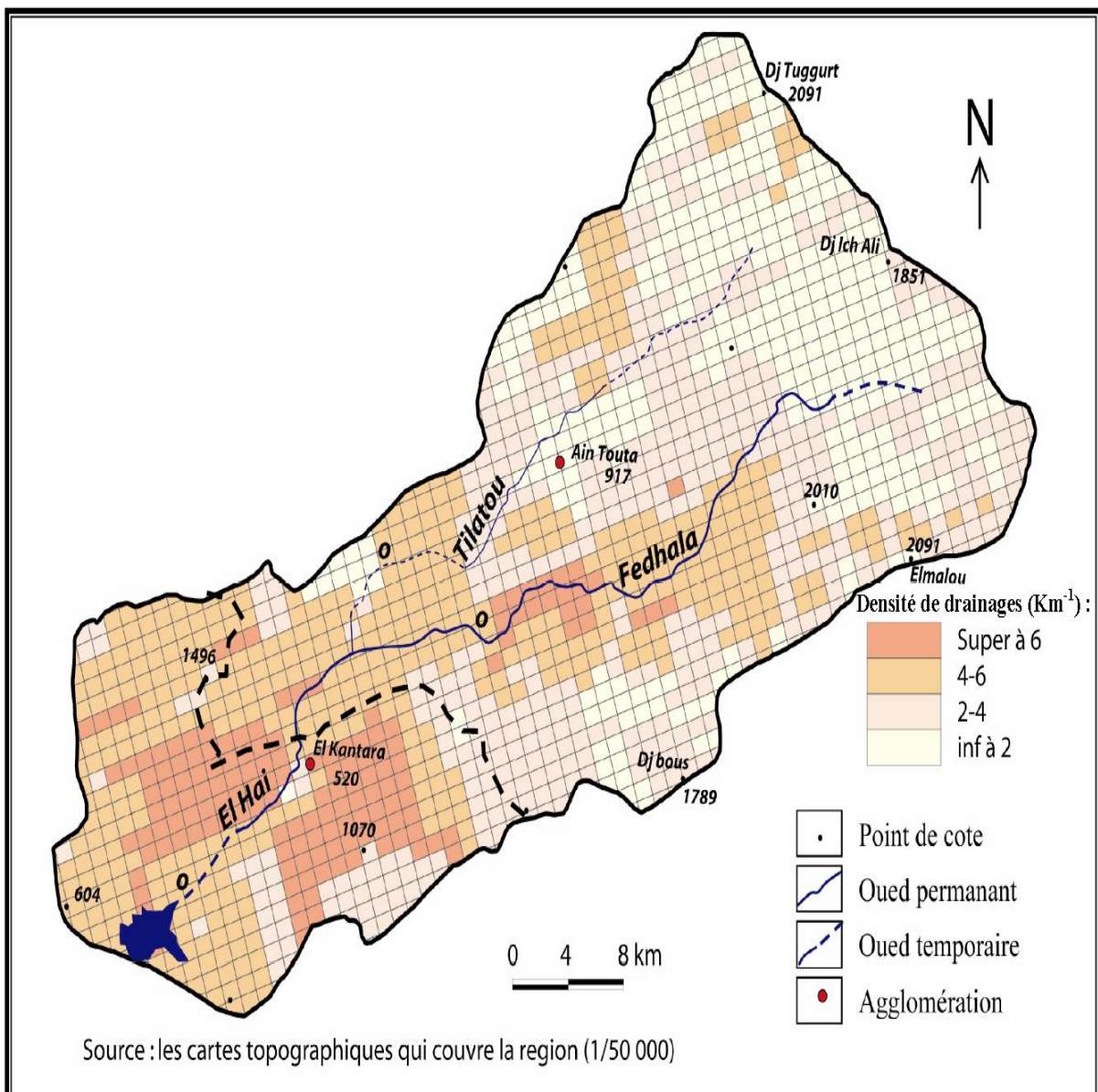


Fig N° I-4: Carte de densité de drainage

Nous avons calculé la longueur de réseau hydrographique dans chaque maille de 1km^2 . A fin de regrouper les résultats dans des classes arbitraires et leurs répartitions spatiales.

Tableau I-1 : Les valeurs de la densité de drainage

| Classe | Densité de drainage | Surface km^2 | S (%) |
|--------|---------------------|-----------------------|-------|
| I | <2 | 352 | 21,20 |
| II | 2 – 4 | 482 | 29,04 |
| III | 4 – 6 | 663 | 39,94 |
| VI | > 6 | 163 | 9,82 |
| TOT | 4,22 | 1660 | 100% |

L'objectif a rapproche de cette carte est de savoir le degré d'adaptation de réseau aux autres caractéristiques physiques (pente, nature des formations, ...). L'interprétation du tableau et de la carte montre que la classe III ($4 - 6\text{km}^{-1}$), est la plus dominante avec une superficie de 39,94 %, suite par la classe (II), la on peut dire que 68 ,98 % de la superficie totale du bassin versant de Oued EL-Hai dans est représentée par une densité de drainage qui varié entre ($2 - 6 \text{K}\text{m}^{-1}$) les piedmonts et les bas de versants.

I.7.2. LE TALWEG PRINCIPALE:

La topographie de la cour d'eau principale joue un rôle très important dans le transport des matériaux vers l'aval (barrage).

Le profil topographique (Fig N° I-5); montre une pente moyenne environ de 2,28 % dans la plus grande partie de talweg (65Km) Amont d'El-Kantara ; où la vitesse d'écoulement augment et même le volume du transport solide de diffèrent types; ainsi que le sapement des berges. Par contre dans la partie aval d'El-Kantara jusque au site du barrage où la pente moyenne devient faible environ de 0,83% sur une longueur de 20,5 Km.

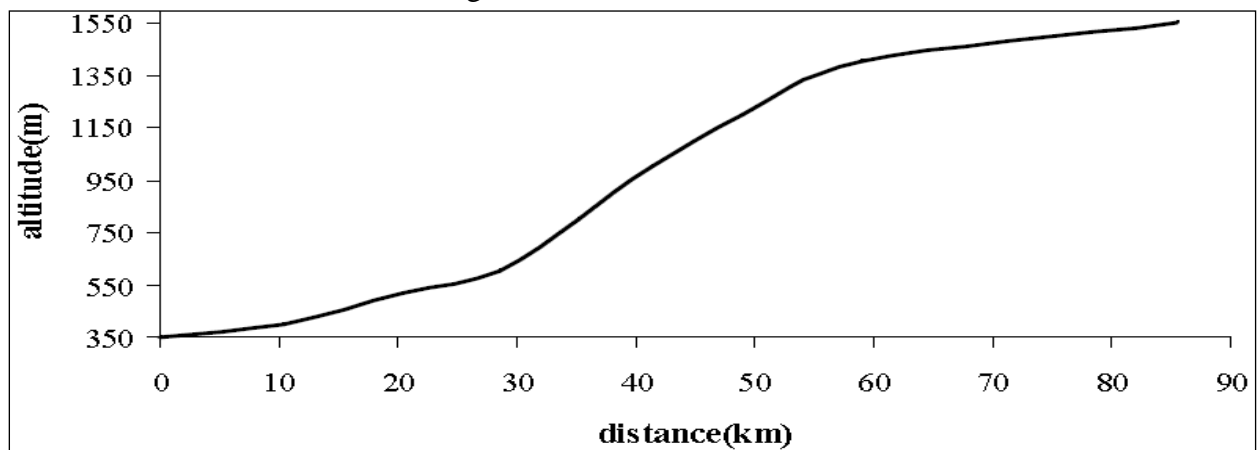


Fig N° I-5 : Profil topographique du talweg principal

I.7.3. LE TEMPS DE CONCENTRATION (Tc) :

Le calcul du temps de concentration se fait par la formule de GIANDOTTI :

$$TC = \frac{4\sqrt{S} + 1,5Lp}{0,8\sqrt{H_{moy} - h_{min}}} = 13,67 \approx 14 \text{ heures}$$

Où :

S : Superficie du bassin versant en Km²

Lp : Longueur de talweg principale en Km.

Hmoy : Altitude moyenne en mètre.

Hmin : Altitude minimale en mètre.

Alors que la vitesse de transfert des écoulements se calcule de la façon suivante :

$$V = Lp / TC = 6,11 \text{ Km /heure} = 1,7 \text{ m /s}$$

C'est une vitesse importante, qui peut exprime la pente forte du talweg principale.

Les résultats de la morphométrie du bassin versant sont consignés dans le tableau N°I-2.

Tableau N°I-2 : Récapitulation des caractéristiques morphométriques du bassin versant

| caractéristiques | Unite | B. V |
|------------------|--------------------|---------|
| S | Km ² | 1660 |
| P | Km | 193 |
| KC | / | 132 |
| L | Km | 73.43 |
| la | Km | 22.6 |
| H50% | M | 980 |
| H5% | M | 1690 |
| H95% | M | 520 |
| Hmoy | M | 1039.83 |
| Hmax | M | 2091 |
| Hmin | M | 350 |
| Pente moyenne | m/km | 28.71 |
| Ig | m/km | 15.93 |
| Ds | M | 649.04 |
| IPR | / | 0.14 |
| d | Km/km ² | 4 |

| | | |
|----|-------|--------|
| TC | Heure | 13.8 |
| V | m/s | 1.72 |
| Lp | Km | 85.5 |
| CO | / | 286.66 |
| CM | / | 0.41 |
| F1 | / | 5.76 |
| CT | / | 21.7 |

I.8. CONCLUSION :

Le bassin versant d'Oued El-Hai est caractérisé par des composantes stables du milieu physique qui favorise le déclenchement de toutes les formes d'érosion.

Les altitudes décroissent de l'amont vers l'aval avec un dénivelé de 1714 m, les pentes sont moyennes à fortes de 71,63%, avec des formations moyennes à faibles résistances à l'érosion de 63,08%, semi-perméable 54,71%, les caractéristiques morphométriques montrent l'existence d'une dynamique active, justifiée par une densité de drainage moyenne à forte (68,98%), les sols sont squelettiques peu évolués à minéraux bruts de 49,94% et mal protégés par une végétation dégradée à très dégradée particulièrement des maquis 58,05%.

Tous ces facteurs prouvent que la zone d'étude souffre par les phénomènes d'érosion, et pour accepter cette probabilité.

I.7.3. LE TEMPS DE CONCENTRATION (Tc) :

Le calcul du temps de concentration se fait par la formule de GIANDOTTI :

$$TC = \frac{4\sqrt{S} + 1,5Lp}{0,8\sqrt{H_{moy} - h_{min}}} = 13,67 \approx 14 \text{ heures}$$

Où :

S : Superficie du bassin versant en Km²

Lp : Longueur de talweg principale en Km.

Hmoy : Altitude moyenne en mètre.

Hmin : Altitude minimale en mètre.

Alors que la vitesse de transfert des écoulements se calcule de la façon suivante :

$$V = Lp / TC = 6,11 \text{ Km /heure} = 1,7 \text{ m /s}$$

C'est une vitesse importante, qui peut exprime la pente forte du talweg principale.

Les résultats de la morphométrie du bassin versant sont consignés dans le tableau N°I-2.

Tableau N°I-2 : Récapitulation des caractéristiques morphométriques du bassin versant

| caractéristiques | Unite | B. V |
|------------------|--------------------|---------|
| S | Km ² | 1660 |
| P | Km | 193 |
| KC | / | 132 |
| L | Km | 73.43 |
| la | Km | 22.6 |
| H50% | M | 980 |
| H5% | M | 1690 |
| H95% | M | 520 |
| Hmoy | M | 1039.83 |
| Hmax | M | 2091 |
| Hmin | M | 350 |
| Pente moyenne | m/km | 28.71 |
| Ig | m/km | 15.93 |
| Ds | M | 649.04 |
| IPR | / | 0.14 |
| d | Km/km ² | 4 |

Chapitre II

Etude Géologique

II.1. INTRODUCTION :

Il importe avant de réaliser un ouvrage quelconque de prendre l'avis d'un géologue qui doit nous informer si le site est géologiquement favorable à la construction d'une retenue imperméable, il peut assurer une bonne assise à la digue et peut fournir les matériaux nécessaires à sa construction.

Pour le site du barrage fontaine de gazelle étude géologique basée essentiellement sur plusieurs visites de reconnaissance in situ par observation faites sur le terrain, levé géologique du site et bassin versant et sa carte géographique à l'échelle 1/500, ainsi que des travaux des sondages au niveau du site du barrage.

II.2. GEOLOGIE DES BASSINS VERSANTS:

Les Aurès ont fait l'objet d'étude par plusieurs géologues et en particulier R. LAFFITTE qui a réalisé l'esquisse géologique des Aurès en 1939 couvrant la région d'étude.

II.2.1.DOMAINE MORPHO-STRUCTURALE :**II.2.1.1. LES SYNCLINAUX :**

Le bassin versant de Oued El-Hai rejoint deux synclinaux :

II.2.1.2. SYNCLINALE BATNA– AIN TOUTA :

Avec une direction NE-SW, est constituée essentiellement par des alluvions de quaternaire; avec des affleurements des marnes; qui sont surmontées par des assises détritiques continentales (conglomérat et grés).

II.2.1.3. SYNCLINALE D'EL-KANTARA :

Cité par R. Guiraud, 1973. Les calcaires massifs de demi cluse d'El-Kantara reviennent au Maestrichtien avec une épaisseur de 340 mètre vers le Sud, surmonte par des formations de l'Oligocène, Miocène et Quaternaire ; formées essentiellement par des marnes, galets, alluvions, argile et sables (Fig N° II-1).

A la base du flanc Sud de Dj. Mimoun, on observe un affleurement de paléocène représentant des faciès de marnes rouges (25m), grés et poudingues d'après J.L.Ballai.

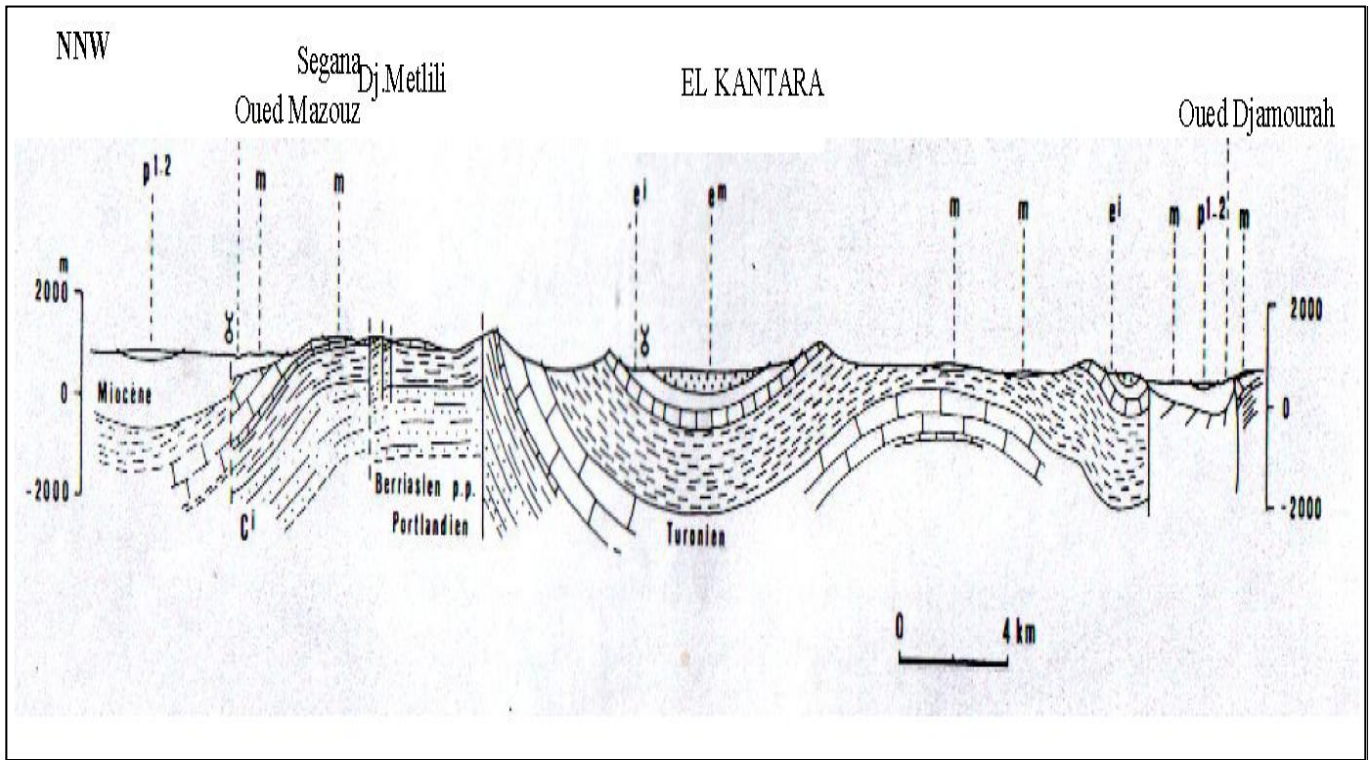


Fig N° II-1 : Coupe du val d'El-Kantara (d'après R. Guiraud, 1973)

II.3. GEOLOGIE DU SITE:

Le site contient plusieurs couche géologique important dans la construction de la conception du barrage et l'évacuateur de crues, par conséquent, nous passons en revue plusieurs formations dont (Marne, calcaire, argile, Limons, sable, gravier, Eboulis). En plus de la présence de conglomérat et calcaires marneux, marnes calcaires, marnes argileuses.

II.4. GEOLOGIE DES RIVES:

II.4.1. RIVE GAUCHE:

La rive gauche est constituée par des Marnes avec une intercalation de Marno-calcaire et marneux argiles ainsi que contient (calcaire, Eboulis), comme surmonté d'une mince couche de terre végétale. (Fig N° II-2)

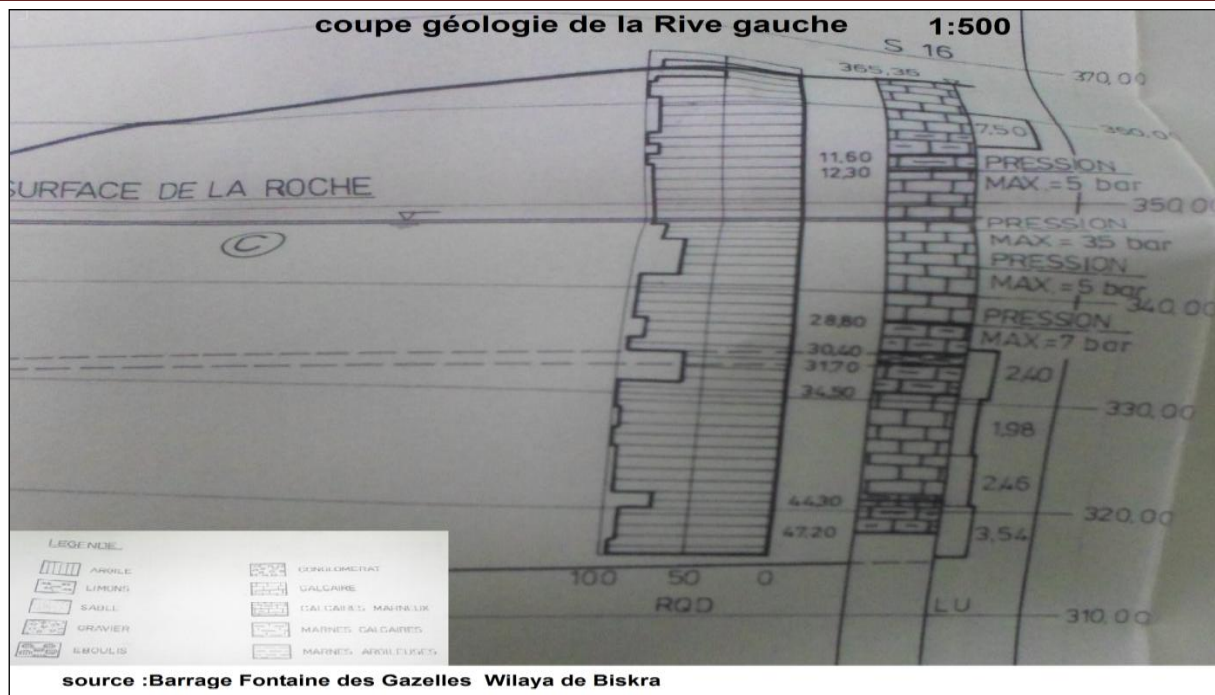


Fig N° II-2 : Coupe géologique de la rive gauche(Barrage Fontaine des Gazelles W-B).

II.4.2. RIVE DROITE:

Les ingénieurs travaillent à trouver des solutions dans le côté droit qui contient le montage: La rive droite est constituée par couches de la Marne avec Argile et Calcaire et Marnes Argileuses et calcaires Marneux avec une épaisseur de couche de 4 m, de la Conglomérat. (Fig N° II-3)

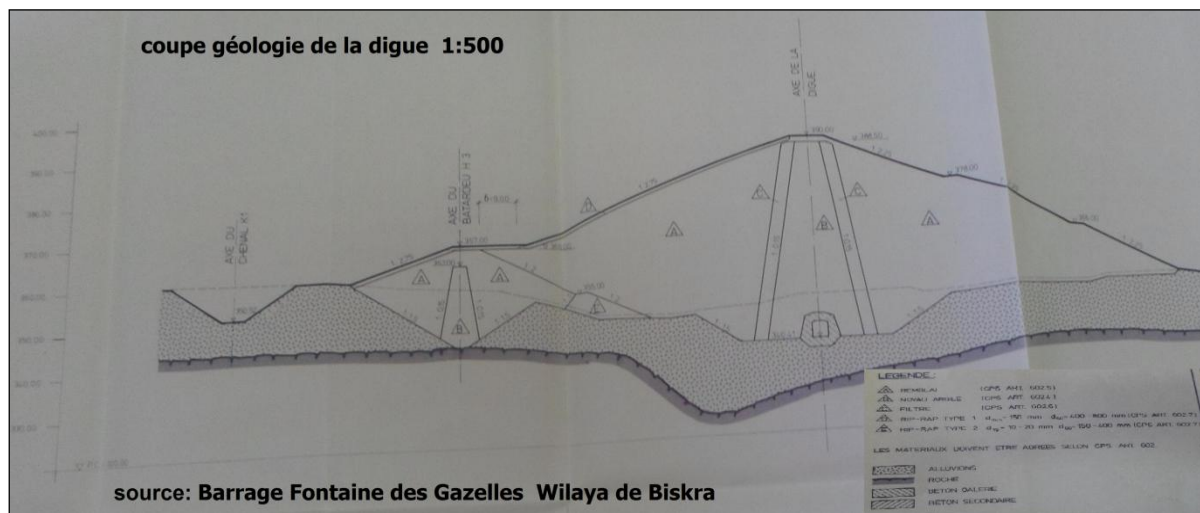


Fig N° II-3 : Coupe géologique de la rive droite(Barrage Fontaine des Gazelles W-B).

II.5. CONCLUSION :

L'étude géologique nous permette de dire que le site contient plusieurs couches géologiques important dans la construction du barrage et l'emplacement de ces ouvrages d'annexes, surtout l'emplacement de l'évacuateur de crue qui est l'ouvrage a étudié dans ce mémoire.

Chapitre III

Etude hydrologique

III.1. INTRODUCTION

Les facteurs climatiques sont responsables de toute action érosive; notamment les précipitations et leurs régimes spatio-temporelles, les températures et leurs variabilités; en vue de la préparation des matériaux avec les différents mécanismes physico-chimiques et mécaniques, ainsi que le rôle de l'humidité de sol et sa réaction sur le ruissellement.

III.2. LES PRECIPITATIONS ET LEUR VARIABILITE :

III.2.1. CRITIQUE ET HOMOGENEISATION DES DONNEES PLUVIOMETRIQUES :

III.2.1.1. EQUIPEMENTS DU BASSIN VERSANT :

Il n'existe que deux stations pluviométriques, qui se situent dans la partie Amont (Nord). Pour arriver à une bonne connaissance de la répartition spatiotemporelle des précipitations ; nous avons utilisé les stations voisines de la zone étudiée, le tableau N°III-1 conclue les caractéristiques des stations et les séries d'observation.

Tableau N°III-1: Les données d'observation et séries chronologiques des stations climatiques

| Nature des données | Nom de la station et Code | Coordonnées | | | Période | Validité |
|-----------------------------|--------------------------------|-------------|--------|-------|------------------|---------------------|
| | | X (Km) | Y (Km) | Z (m) | | |
| Pluviométrie Température | AIN TOUTA 06-12-03 (O.N. M) | 790 | 235.9 | 917 | 74-2004 (30 ans) | Complète (3) |
| Pluviométrie | Ouled chelih 06-12-11 | 799.4 | 252.6 | 1278 | 69-2004 (34 ans) | Lacunaire (3) |
| Pluviométrie | EL-Kantara | | | 513 | 113-1938 (25ans) | Complète seltzer |
| Pluviométrie Température | BATNA 07.03.15 | 814.22 | 255.7 | 1050 | 1970 -2004 | Complete (2) |
| Pluviométrie | TAZOULT 07.03.03 | 822.25 | 248.95 | 1180 | 69-2001 (32 ans) | Complète (1) |
| Pluviométrie | SEGENA | | | 716 | 69-2004 (34 ans) | Complète (1) (3) |
| Pluviométrie | BARIKA | | | 456 | 69-2004 (34 ans) | Complète (1) (3) |
| Pluviométrie | DJemourah | 786.5 | 261.6 | 543 | 74-2004 | Lacunaire (1)(2)(3) |
| Pluviométrie | BOUZINA | | | 1300 | 70-2004 | Complète (1) |

(1) : Station hors du bassin versant (2): Station référentielle (3) : Station retenue dans

III.2.1.2. LE COMPLEMENT DES LACUNES :

Certaines stations représentent des lacunes, le comblement a été fait avec la méthode de corrélation et régression linéaire (Fig N°III-2), le tableau N°III-2 résume les paramètres de régression.

Tableau N°III-2 : Paramètre de corrélation et comblement des lacunes.

| Station | R | La droite de régression |
|-------------|------|-------------------------|
| Ouled.chlih | 0.97 | $y=1,0848x+17,996$ |
| Batna | | |
| Ain Touta | 0.98 | $y=0,6902x+10,544$ |
| Batna | | |
| Bouzina | 0.88 | $y=0,5179x+12,1$ |
| Batna | | |
| Djamourah | 0.78 | $y=0,7162x-33,113$ |
| Bouzina | | |
| Segana | 0.74 | $y=0,878x+35,056$ |
| Barika | | |
| Tazoulte | 0.75 | $y=0,4683x+109,2$ |
| Batna | | |

Exemple du tracé de la droite de régression:

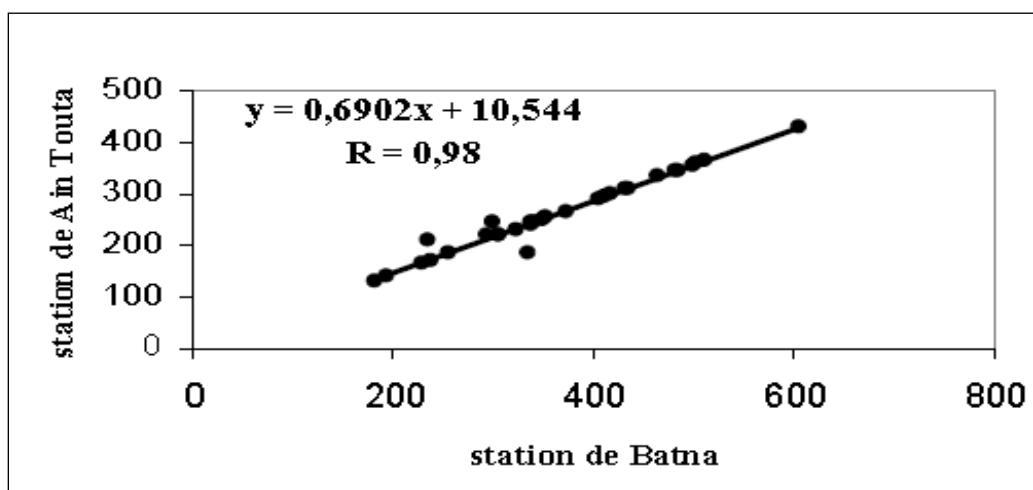


Fig N°III-2 : Droite de régression entre la station de Batna

III.2.2. PRECIPITATIONS ANNUELLES ET LEUR IRREGULARITE :

Dans la partie amont, nous avons remarqué le même régime pluvial pour les deux stations (Ain Touta et Chaabet Ouled chelih); Cela est dû à l'effet de la proximité entre elles (Fig N°III-3).

Pendant la période 1974-2004, la pluviosité de la station d'Ain Touta (262,37mm) est moins importante que celle de la station de chaabet Ouled chelih (413,8mm). Ce si est justifié par l'effet altitudinal de cette dernière, où le dénivelé entre les deux stations est de l'ordre de 361mètre.

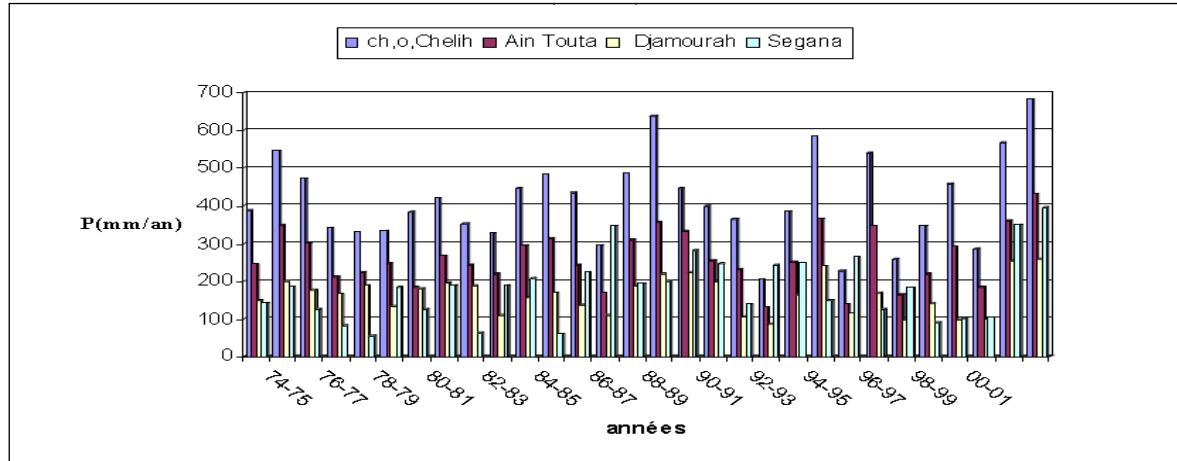


Fig N°III-3 : Variations interannuelles des précipitations dans 4 stations (74-2004)

Le régime pluviométrique dans le bassin versant est caractérisé par l'irrégularité inter annuelle, exprimée par le rapport : P_{moy}/P

Où :

P : Pluie annuelle en mm.

P_{moy} : Pluie moyenne interannuelle en mm.

Si :

$P_{moy}/P < 1 \Rightarrow$ Année sèche.

$P_{moy}/P > 1 \Rightarrow$ Année humide.

Le classement des années humides et sèches et leurs valeurs caractérisant la période (74 – 2004) se figure dans le tableau N°III-3.

Tableau N°III-3 : Les années humides et sèches des stations

| Station | Pluie moyenne (mm/an) | Année sèche | | | Année humide | | | Intervalle de variation |
|------------------|-----------------------|-------------|--------|-------|--------------|--------|-------|-------------------------|
| | | Nmbre | Pmin | Année | Nmbre | Pmax | Année | P max- Pmin |
| Chàabet.O chelih | 413,8 | 16 | 226,85 | 93-94 | 14 | 681,12 | 03-04 | 454,27 |
| Ain Touta | 262,037 | 17 | 139,8 | 93-94 | 13 | 432,1 | 03-04 | 292,30 |
| Djemourah | 164,2 | 14 | 85,5 | 93-94 | 16 | 258,7 | 03-04 | 173 |
| Segana | 183,7 | 14 | 56,1 | 78-79 | 16 | 395 | 03-04 | 338 |

Comme la zone d'étude s'étale sur le versant Sud des Aurès qui est caractérisé par une pluviométrie décroissante de haut vers le bas (piedmont saharien). Ce qui est remarqué entre les stations de Chaabet Ouled chelih et Ain Touta, où le nombre des années sèches augmente du Nord vers le Sud et l'inverse pour les années humides. Mais les stations de Djemourah et Segana qui se trouvent hors de la zone d'étude où le nombre des années humides plus que les sèches. L'intervalle de variations annuelles entre les deux valeurs extrêmes dans chaque station est très important varie entre 173 à 454,27mm ; ce qui montre une forte fluctuation interannuelle.

Les précipitations annuelles observées à partir de l'année de mise en eau du barrage de Fontaine des Gazelles (2000) présentent l'année (2003-2004) comme une année particulière ; qui est la plus humide dans la série d'observation (30 ans).

Dans ces quatre ans; il y a deux années humides et deux secs, théoriquement on peut prévenir que les apports qui ont arrivé au barrage dans les deux dernières années soient exceptionnels.

De sa part, l'année (93-94) a connu un déficit pluviométrique à travers la grande majorité des stations. Où le rapport $P_{93/94}/P_{moy}$ va de 0,5 (ch.O.Chelih et Ain Touta) à 0,52 (Djemourah).

L'irrégularité pluviométrique est aussi fonction de la topographie ; cas station de Ch.O.chelih et Ain Touta -étant stations d'Amont- sont plus pluvieuses que celles de Segana et Diemourah -étant stations d'Aval- cela dépend essentiellement de l'altitude.

III.2.3. RELATION PRECIPITATION – ALTITUDE $P = f(H)$:

Pour comprendre l'effet de l'altitude sur la hauteur des pluies, on a calculé le coefficient de corrélation (R) représentant la régression de Pan (mm/an) en fonction de H (mètre).ce dernier est de l'ordre de 0,98 ; valeur plus signifiante que celle (0,84) calculée mettant en considération la station de Bouzina ; en raison de sa position.

Par conséquent, le gradient pluviométrique calculé pour toutes les stations n'est pas évident, car la station de Bouzina abaisse la liaison ; pluie-altitude à cause de son site.

A cette effet, on a éliminé cette station, afin d'arriver à un meilleur coefficient de corrélation(R= 0,98). (Tableau N°III-4 et Fig N°III-4).

Tableau N°III-4: Le gradient pluviométrique

| Stations | Djamourah | Segana Ain | Touta | Tazoult | OuledChelih |
|--------------|-----------|------------|--------|---------|-------------|
| Altitude (m) | 543 | 716 | 917 | 1180 | 1278 |
| P (mm) | 164,2 | 183,7 | 262,37 | 353,0 | 413,8 |

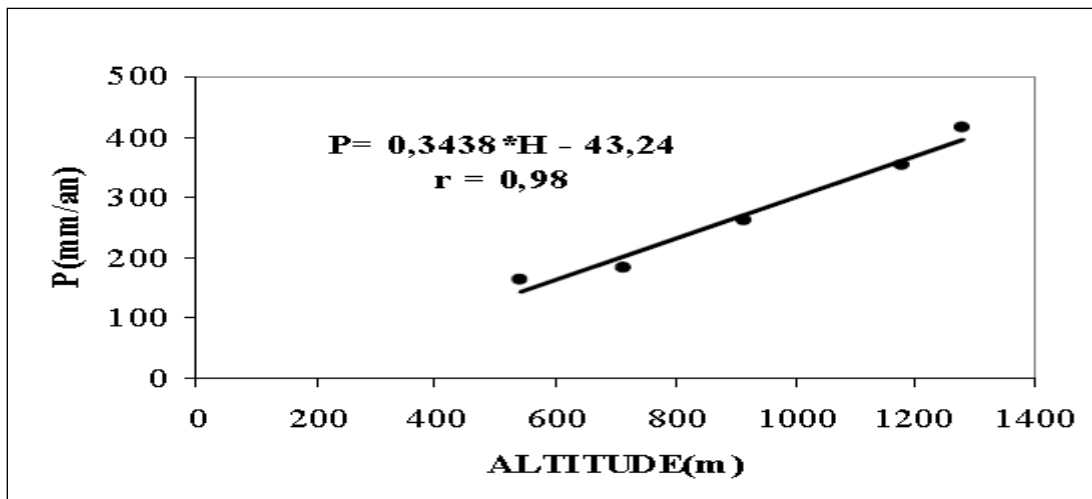


Fig N°III-4 : Variation des précipitations en fonction de l'altitude du bassin versant de O El-Hai

L'équation de la droite de régression est la suivante : $P = 0,3438 * H - 43,24$

Cette formule est la plus fiable ; car la région se caractérise par les pluies orographiques.

III.2.4. EVALUATION DE LA LAME D'EAU PRECIPITEE :

Pour évaluer la lame d'eau précipitée, nous avons utilisé les deux méthodes suivantes :

III.2.4.1. METHODE DES ISOHYETES :

A partir de la carte pluviométrique (Fig N° III-5); tracé par ANRH pour les périodes (1922–1960) et (1969–1989) ; le planimétrage des inter-isohyètes enregistré dans le tableau N°III-5.

Tableau N°III-5: Evaluation de la lame d'eau précipite sur le bassin d'O. EL HAI (69-89).

| Classe des Précipitations | Pi moy (mm) | Si (km ²) | Si * Pi |
|---------------------------|-------------|-----------------------|---------|
| < 300 | 250 | 435,62 | 108 905 |
| 300-400 | 350 | 806,12 | 282 142 |
| 400 - 400 | 450 | 270,76 | 121 842 |
| > 500 | 550 | 147,5 | 81 152 |
| TOT | | 1660 | 594 014 |

Donc, la lame d'eau tombée sur le bassin versant se calcule par la formule suivante :

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cdot S_i)}{S} = 357,83 \text{ mm / an}$$

Avec :

Si : Surface inter – isohyète (km²).

Pi : Précipitation moyen inter- isohyètes (mm).

S : Superficie total de bassin versant (km²).

Pour l'ensemble du Bassin versant, la lame d'eau précipitée est estimée à $p = 357,83\text{mm/an}$.

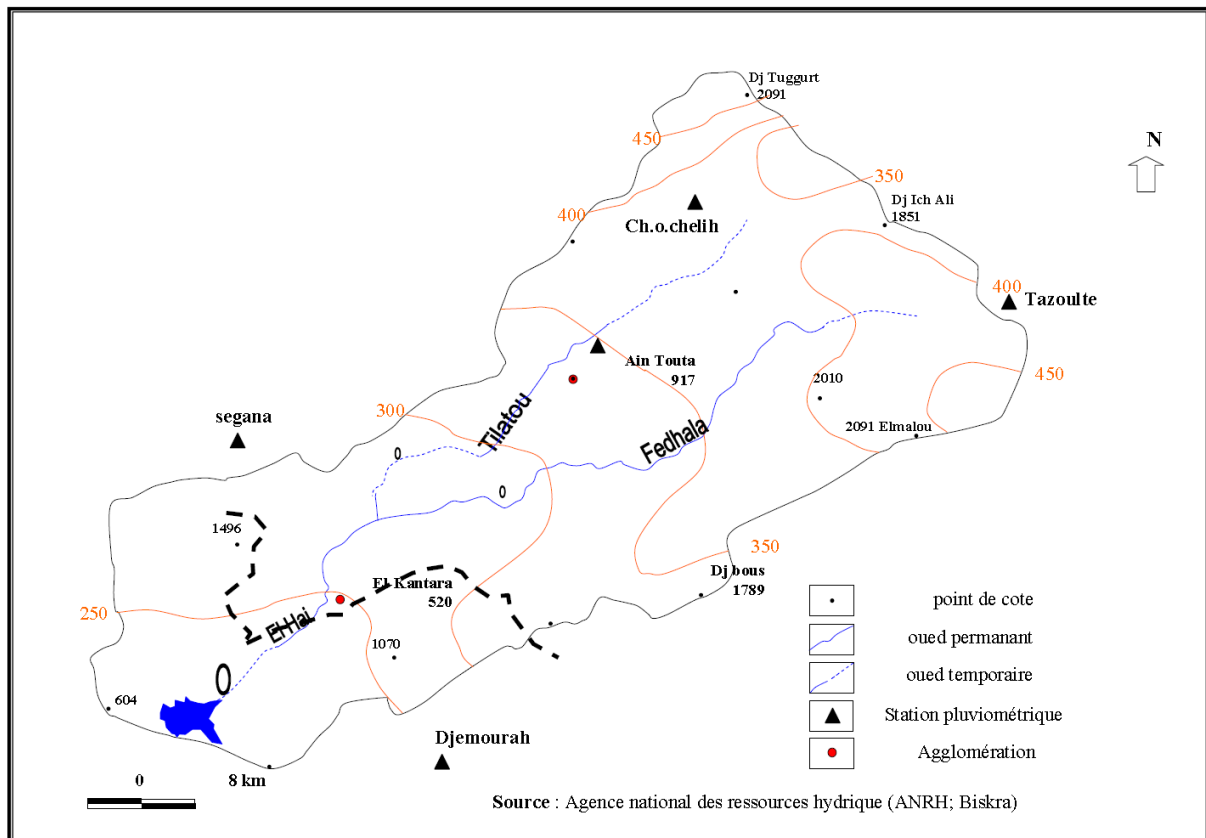


Fig N°III-5 : Carte d'isohyetes dans le bassin versant d'oued El-Hai

III.2.4.2. METHODE DE VARIATION ALTIMETRIQUE :

Cette méthode consiste à évaluer la lame d'eau précipitée par tranche d'altitude successivement sur le bassin étudié, soit la lame d'eau moyenne :

$$P_{moy} = \frac{Vt}{S} = \sum (Si * Pi) / S$$

Où:

Vt : Volume d'eau tombé sur le bassin versant.

S : Surface de bassin versant (km^2).

Si : Surface de la tranche d'altitude successive (km^2).

Pi : Pluie d'altitude moyenne de la tranche considérée déterminée graphiquement.

La méthode est valable pour la période récente (1974– 2004) et les précipitations pour chaque altitude sont calculées par le gradient pluviométrique trouvé précédemment :

$$P = 0,3438 * H + 43,24 \quad (R=0,98)$$

Exemple d'application sur le sous bassin aval dans le tableau ci- dessous.

Tableau N° III-6 : Evaluation de la lame d'eau précipitée par la Méthode Altimétrique du sous bassin Aval El-kantara

| Tranches d'altitudes | H moy (m) | Pi (mm) | Si (km2) | Si*Pi |
|---|-----------|---------|----------|---------------|
| 350-400 | 375 | 86,845 | 10,2 | 885,82 |
| 400-600 | 500 | 129,62 | 173,66 | 22510 |
| 600-800 | 700 | 153,11 | 198,06 | 30325 |
| 800-1000 | 900 | 266,5 | 93,18 | 24832 |
| 1000-1200 | 1100 | 334,94 | 41,85 | 14017 |
| 1200-1400 | 1300 | 403,38 | 16 | 6454,1 |
| 1400-1508 | 1454 | 456,08 | 2 | 912,16 |
| H moy | 717,22 | 267,92 | 490 | 99937 |
| Pan = $\sum(Si*Pi)/S =$ | | | | 203,95 |

De la même façon, on peut calculer la lame d'eau précipitée du sous bassin amont et le bassin versant de Oued El-Hai. Les résultats des deux méthodes utilisées sont portés sur le tableau récapitulatif N°III-7.

Tableau N°III-7 : Résultats des méthodes d'évaluation de la lame d'eau précipitée de différent période.

| Méthode | S.b. Amont | S. b. Aval | B.V.O.El-Hai |
|-------------------------------|------------|------------|--------------|
| Isohyète (69-89) | 390,17(mm) | 280,60(mm) | 357,83(mm) |
| Altimétrique (74-2004) | 360,60(mm) | 204(mm) | 314,30(mm) |
| Ecart (iso/alt) | 1,08 | 1,38 | 1,14 |

Les écarts observés entre les deux méthodes, sont justifiés par la différence entre les séries de mesure Isohyète (69 - 89), altimétrique (74-2004) d'un coté, et de l'autre par l'influence des 10 dernières années de sécheresse qu'a connu l'Algérie. Alors, on va adopter dans les prochains calculs les valeurs de la méthode altimétrique; les plus convenable pour la période d'étude.

III.2.5. PRECIPITATION MENSUELLE ET LE REGIME SAISONNIER :

Pour arriver à une bonne compréhension du comportement spéciale des pluies mensuelles et saisonnières, devant l'insuffisance des données sur la zone d'étude, la distribution mensuelle obtenue par la méthode des rapports comme suit :

Exemple de calcul pour le sous bassin Amont :

Tableau N°III-8 : Répartition mensuelle des précipitations du sous bassin Amont

| | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | TOT |
|--------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|------|-------|--------|
| AinToua | 25,28 | 29,17 | 34,03 | 27,22 | 27,22 | 15,55 | 21,39 | 19,44 | 28,19 | 21,39 | 8,75 | 4,86 | 262,49 |
| Ch.o.chelih | 49,20 | 38,12 | 46,56 | 43,92 | 39,69 | 36,86 | 39,45 | 44,12 | 39,84 | 15,69 | 5,53 | 20,82 | 413,8 |
| Moyen | 37,24 | 30,65 | 40,30 | 35,57 | 33,46 | 26,21 | 30,42 | 31,77 | 34,01 | 18,54 | 7,14 | 12,84 | 338,15 |
| % | 11,02 | 9,07 | 11,93 | 10,53 | 9,90 | 7,70 | 9,00 | 9,41 | 10,04 | 5,49 | 2,11 | 3,80 | 100 |
| P amont | 39,75 | 32,71 | 43,01 | 37,97 | 3,71 | 27,98 | 32,47 | 33,93 | 36,31 | 19,79 | 7,62 | 13,70 | 360,6 |

Les répartitions mensuelles des précipitations dans le bassin versant d'Oued El- Hai et le sous bassin Aval sont obtenues de la même façon expliquée précédemment (tableau N°III-8).

Tableau N°III-8 : Résume les résultats

| | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | TOT |
|------------------|------|------|------|------|-----|------|------|------|------|------|-----|------|-------|
| Sous B.am | 39,7 | 32,7 | 43,0 | 37,9 | 3,7 | 27,9 | 32,4 | 33,9 | 36,3 | 19,7 | 7,6 | 13,7 | 360,6 |
| Sous B.av | 20 | 21 | 26 | 22 | 23 | 16 | 7 | 16 | 22 | 15 | 5 | 4 | 204 |
| B.V | 33 | 29 | 39 | 34 | 30 | 26 | 28 | 28 | 33 | 18 | 6 | 10 | 314,3 |

A partir des tableaux au dessus, on peut dire que le mois de Novembre est le plus pluvieux et le mois de Juillet est le plus sec, la zone d'étude est marquée par une importante variation des précipitations concernant le régime saisonnier (tableau N°III-9 et Fig N°III-6).

Tableau N°III-9 : Précipitations saisonnières du B.V d'Oued El-Hai (74-2004)

| Saison | B.V | |
|-----------|--------|-------|
| | P (mm) | % |
| Automne | 100,67 | 32,02 |
| Hivèr | 90,09 | 28,65 |
| Printemps | 88,57 | 28,17 |
| Eté | 35,01 | 11,16 |
| Année | 314,3 | 100% |

Malgré la décroissance des précipitations du Nord vers le Sud, les pourcentages saisonniers restent presque constants pendant chaque saison. La saison d'automne est la plus humide (32%) ; c'est le début de l'année agricole et la préparation des sols cultivées ; cette action se coïncide avec l'abondance pluviale et la nature dénudé des sols ; peuvent favoriser la dégradation des terres. Les pourcentages des précipitations pendant l'hiver et le printemps sont

très rapprochés environ de 28%, enfin l'Eté est caractérisé par une sécheresse remarquable (11%).

III.3. LES TEMPERATURES ET LEUR REGIME THERMIQUES :

Le manque d'équipement en stations climatiques dans la zone étudiée ; nous oblige d'estimer les températures par une méthode qui utilisent le gradient thermique déterminé par : P.SELTZER (1913-1938) où :

- Les températures minimales décroissent par 0,45°C chaque 100m d'altitude.
- Les températures maximales décroissent par 0,70°C chaque 100m d'altitude.

Par rapport à la station référentielle de BISKRA (H= 86m).

Exemple de calcul:

- Altitude moyenne du bassin (Hmoy = 717,22m)

$$T_{\min}(\text{BV}) = T_{\min}(\text{Biskra}) - \left[\frac{(717,22 - 86) \times 0,45}{100} \right] = T_{\min}(\text{Biskra}) - 2,48$$

$$T_{\max}(\text{BV}) = T_{\max}(\text{Biskra}) - \left[\frac{(717,22 - 86) \times 0,7}{100} \right] = T_{\max}(\text{Biskra}) - 4,49$$

Les coefficients de décroissances thermiques en fonction des altitudes moyennes conclue dans le tableau N°III-10:

Tableau N°III-10 : Gradient thermique du B.V de Oued El-Hai

| | Altitude moy (m) | T(°C) | Coefficients |
|-----------------------|------------------|-------|--------------|
| Station Biskra | 86 | Min | 0 |
| | | Max | 0 |
| S.b Amont | 1175,1 | Min | 4,9 |
| | | Max | 7,62 |
| S.b Aval | 717,22 | Min | 2,84 |
| | | Max | 4,42 |
| Bassin Versant | 1039,83 | Min | 4,29 |
| | | Max | 6,68 |

Les températures obtenues par cette méthode sont portées sur le tableau N°III-11 et Fig N°III-7

Tableau N° III-11: Variations mensuelles des températures dans le B.V de O. El-Hai (74-2004):

| | | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | année |
|--------------------|-------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|-----------|
| S.B Ava | Max | 30 | 24 | 18 | 13 | 12 | 15 | 19 | 22 | 27 | 32 | 36 | 37 | 37 |
| | Tmoy | 26 | 20 | 14 | 9 | 8 | 10 | 14 | 17 | 22 | 27 | 30 | 31 | 19 |
| | min | 21 | 1 | 9 | 5 | 4 | 6 | 9 | 12 | 17 | 21 | 25 | 25 | 4 |
| S.B Am | Max | 27 | 21 | 15 | 10 | 9 | 12 | 15 | 18 | 24 | 29 | 33 | 34 | 34 |
| | Tmoy | 23 | 17 | 11 | 7 | 6 | 8 | 11 | 14 | 20 | 24 | 28 | 28 | 16 |
| | min | 19 | 13 | 7 | 3 | 2 | 4 | 7 | 10 | 15 | 19 | 23 | 23 | 2 |
| B.V | Max | 28 | 22 | 16 | 11 | 10 | 13 | 16 | 19 | 25 | 30 | 34 | 35 | 35 |
| | Tmoy | 24 | 18 | 12 | 7 | 6 | 8 | 12 | 15 | 20 | 25 | 28 | 29 | 17 |
| | min | 19 | 14 | 8 | 4 | 3 | 4 | 7 | 10 | 16 | 20 | 23 | 23 | 3 |

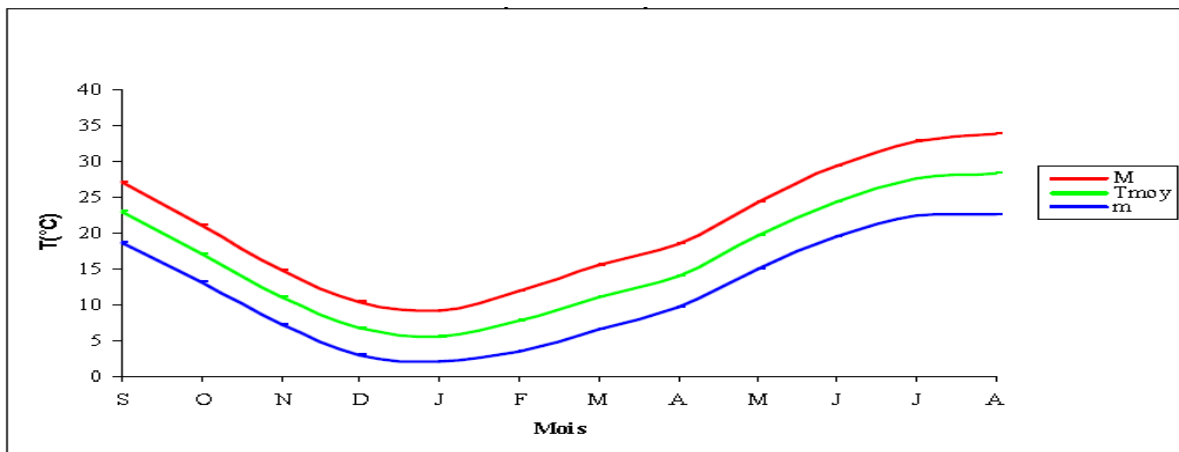


Fig N°III-7 : Variations des températures mensuelles du Bassin versant d’Oued El-Hai (Station de Batna)

Le mois d’Août est le plus chaud et le mois de Janvier est le plus froid ; l’ampleur thermique entre les températures extrêmes (Tmax et Tmin) est de 32°C et même plus a l’échelle journalière ce qui peut provoquer toutes les processus d’altération mécanique (désagrégation) par le gel et dégel.

III.4. REGIME CLIMATIQUE :

III.4.1. INDICE DE DEMARTONNE (1923) :

Qui définit l’aridité A ; par le régime pluviométrique et thermique :

$$A = \frac{p}{T+10}$$

Où :

P: Précipitation moyenne annuelle (mm).

T: Température moyenne annuelle (c°).

Selon la valeur de A ; il a retiré le classement suivant :

- 20 < A < 30 : climat tempéré.
- 10 < A < 20 : climat semi-aride.
- 7,5 < A < 10 : climat steppique.
- 5 < A < 7,5 : climat désertique.
- A < 5 : climat hyperaride.

Pour notre cas le climat du bassin versant d'Oued El-Hai varie du semi-aride au Nord vers le désertique au Sud.

III.4.2. DIAGRAMME OMBROTHERMIQUE DE GAUSSEN ET BAGNOLS :

Ils ont considéré un mois sec là où la précipitation moyenne (mm) est inférieure ou égale a deux fois la température (°C) : P=2T; les diagrammes des bassins versants sont réalisés a partir des données du tableau N°III-12 et Fig N°III-8.

Tableau N°III-12 : Précipitations et températures du B.V d'Oued El-Hai (74-2004)

| | | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | TOT |
|--------------|----------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|--------------|
| AVAL | P | 19,81 | 20,63 | 26,43 | 21,89 | 23,18 | 16,19 | 16,94 | 15,97 | 22,26 | 14,79 | 5,03 | 4,26 | 204 |
| | T | 15,52 | 19,72 | 13,67 | 9,27 | 8,22 | 10,32 | 13,67 | 16,62 | 22,27 | 26,97 | 30,22 | 30,82 | 18,94 |
| AMONT | P | 39,75 | 32,71 | 43,01 | 37,97 | 35,71 | 27,98 | 32,47 | 33,93 | 36,31 | 19,79 | 7,62 | 13,70 | 360,6 |
| | T | 22,89 | 17,09 | 11,04 | 6,64 | 5,59 | 7,69 | 11,04 | 13,99 | 19,64 | 24,34 | 27,59 | 28,19 | 16,31 |
| B.V | P | 33,31 | 28,80 | 38,56 | 33,59 | 30,31 | 26,19 | 27,68 | 28,22 | 32,67 | 18,38 | 6,31 | 10,32 | 314,3 |
| | T | 23,67 | 17,8 | 11,8 | 7,42 | 6,37 | 8,47 | 11,8 | 14,7 | 20,4 | 25,1 | 28,3 | 28,9 | 17,09 |

L'analyse des diagrammes distingue deux périodes ; sèche et humide. Le sous bassin Amont, présente 07 mois humides, débutant d'Octobre à Avril et 05 mois secs de Mai jusque à Septembre. Par contre la période humide dans le sous bassin Aval est courte (03 mois), de Novembre à Janvier et (09 mois) sec de Février à Octobre car la région est aride.

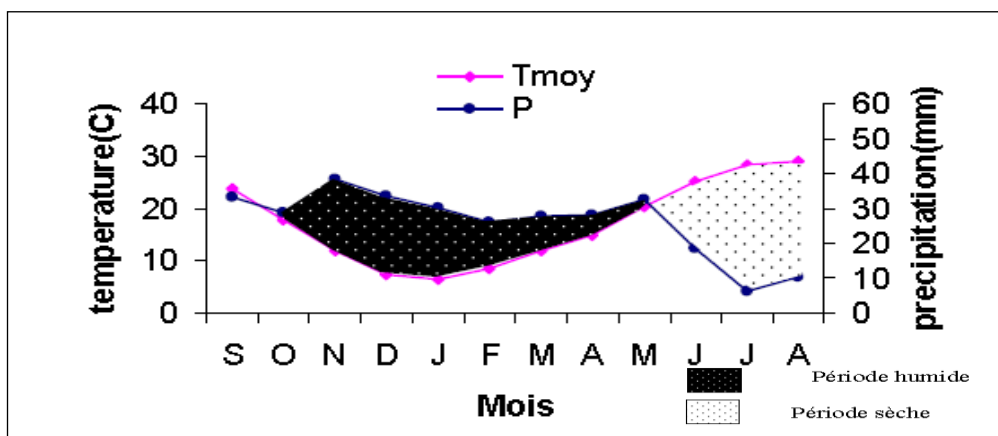


Fig N° III-9 : Diagramme Ombrothèrmique de GAUSSEN et BEGNOULS (Oued El-Hai)

En gros, le bassin versant est caractérisé par une longue période humide d’Octobre à Mai (08 mois) et la période sèche de Juin à Septembre (04mois) qu’est courte.

III.5. L’EVAPOTRANSPIRATION :

L’un des éléments climatiques la plus difficile a approché ; on distingue :

- Evapotranspiration potentielle ETP.
- Evapotranspiration réelle ETR.

L’estimation de la lame d’eau évapotranspiré est possible grâce à des formules empiriques élaborées par plusieurs auteurs.

III.5.1. LE CALCUL D’ETP :

III.5.1.1. LA FORMULE DE THORNETHWAITE :

$$ETP = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a K$$

ETP : Evapotranspiration potentielle en mm.

T : Température moyenne mensuelle (°C)

I : Indice thermique annuelle égal à la somme des indices mensuels *i*.

K : Coefficient de correction dépend de la latitude.

On calcule : $i = \left(\frac{t}{5} \right)^{1,514}$

a : Indice calculé à partir de la relation: $a = 0,016 * I 0,5$

Les résultats obtenus sont comme suit :

Tableau N°III-13 : Evapotranspiration potentielle du bassin (Méthode de Thornethwaite)

| Sous Bassin Amont | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Tot |
|-------------------|------------|-----------|-----------|-----------|----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|------------|
| Tmoy | 23 | 17 | 11 | 7 | 6 | 8 | 11 | 14 | 20 | 24 | 28 | 28 | 16 |
| P | 40 | 33 | 43 | 38 | 36 | 28 | 32 | 34 | 36 | 20 | 8 | 14 | 360 |
| K | 1,03 | 0,97 | 0,86 | 0,85 | 0,87 | 0,85 | 1,03 | 1,85 | 1,21 | 1,22 | 1,24 | 1,16 | / |
| i | 10 | 6 | 3 | 2 | 1 | 2 | 3 | 5 | 8 | 11 | 13 | 14 | 78 |
| a | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | 1,75 |
| ETP | 108 | 61 | 25 | 10 | 8 | 13 | 30 | 82 | 97 | 142 | 180 | 175 | 931 |

| Sous Bassin Aval | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Tot |
|------------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|------------|-------------|
| Tmoy | 26 | 20 | 14 | 9 | 8 | 10 | 14 | 17 | 22 | 27 | 30 | 31 | 19 |
| P | 20 | 21 | 26 | 22 | 23 | 16 | 17 | 16 | 22 | 15 | 5 | 4 | 204 |
| K | 1,03 | 0,97 | 0,86 | 0,85 | 0,87 | 0,85 | 1,03 | 1,85 | 1,21 | 1,22 | 1,24 | 1,16 | / |
| i | 12 | 8 | 5 | 3 | 2 | 3 | 5 | 6 | 10 | 13 | 15 | 16 | 96 |
| a | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | 1,75 |
| ETP | 121 | 67 | 28 | 13 | 10 | 16 | 34 | 90 | 107 | 159 | 204 | 199 | 1048 |

Les valeurs de ETP de sous bassin Amont varient de 8 mm en mois de janvier à 180mm au mois de juillet, L'ETP annuelle estimée à 931 mm. C'est la même chose observée au sous bassin Aval, où la valeur minimale de l'ETP est enregistrée à Janvier 10mm et le maximum à juillet 204et ETP annuelle de l'ordre 1048mm.

La différence peut être s'explique par la continentalité et les températures (semi-aride et aride).

III.5.1.2. LA FORMULE DE SERRA :

$$ETP = 16 \left(\frac{10T}{I} \right)^a$$

$$I = \sum_{i=1}^{12} i$$

Avec : $i = 0,09 T^{3/2}$

T : Température moyenne mensuelle.

$a = 0,016 T + 0,5$

Les valeurs estimées d'ETP sont portées au tableau.

Tableau N°III-14: ETP par la méthode de SERRA

| | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Tot |
|-------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|------------|------------|------------|------------|
| Tmoy | 26 | 20 | 14 | 9 | 8 | 10 | 14 | 17 | 22 | 27 | 30 | 31 | 19 |
| i | 12 | 8 | 5 | 3 | 2 | 3 | 5 | 6 | 9 | 13 | 15 | 15 | 95 |
| a | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / |
| ETP | 118 | 70 | 34 | 15 | 12 | 19 | 34 | 50 | 90 | 132 | 166 | 173 | 911 |

Cette fois, les valeurs extrêmes d'ETP estimés coïncident au mois de Janvier et à Août a travers les deux sous bassins.

La comparaison entre les deux méthodes utilisées pour l'estimation de l'ETP annuelle dans la zone étudiée, montre que la méthode de SERRA a donné des valeurs moins que celles

trouvées par la méthode de THORNTHWAITE, et la différence annuelle varie entre 125mm dans le sous bassin amont et 137 mm à l'aval.

III.5.2. LE CALCUL D'ETR :

III.5.2.1. FORMULE DE TURC :

L.TURC a établi cette relation à partir des données des précipitations et températures, son application sur 254 bassins à travers le monde a donné de bons résultats, elle est applicable à toutes les régions.

$$ETR = \frac{P}{\sqrt{0,9 + \frac{P^2}{L^2}}}$$

P : Pluviométrie moyenne annuelle en mm.

$$L = 300 + 25T + 0,05T^3$$

T : Température moyenne annuelle en C°

Nous obtenons les résultats suivants :

Tableau N°III-15: ETR annuelle par la méthode de TURC

| Sous bassin | T(°C) | P(mm) | ETR(mm) | ETR=%P |
|-------------|-------|-------|---------|--------|
| AMONT | 16,31 | 360,6 | 351,6 | 97,5 |
| AVAL | 18,94 | 204 | 211,08 | 103,47 |

III.5.2.2. MÉTHODE THORNETHWAITE :

Le bilan de Thornethwaite fait intervenir l'ETP et les précipitations, pour le calcul d'ETR, deux cas se présentent :

$$ETR = ETP \Rightarrow : P > ETP$$

$$\text{Si : } P < ETP \text{ et } P + RFU > ETP \Rightarrow ETR = ETP$$

$$P + RFU < ETP \Rightarrow ETR = P + RFU$$

Ces paramètres sont calculés à l'échelle des sous bassins, et pour les réserves utiles (RFU) sont successivement 55mm (5) et 30 mm dans le sous bassin amont et aval. (Voir les tableaux N°III-16 et N°III-17), pour la vérification de la validité des valeurs trouvées avec la relation :

$$ETR = ETP - \text{Déficits Agricole} = P - \text{Excédent}$$

Et donc pour le Sous bassin Amont ; ETR = 317,81mm, et le Sous bassin Aval ETR = 204 mm.

Tableau N°III-16 : Méthode de Thornethwaite pour le sous bassin Amont

| | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Tot |
|------|-----|-----|----|----|----|----|----|-----|-----|------|------|------|-----|
| P | 40 | 33 | 43 | 38 | 36 | 28 | 32 | 34 | 36 | 20 | 8 | 14 | 361 |
| ETP | 108 | 61 | 25 | 10 | 8 | 13 | 30 | 82 | 97 | 142 | 180 | 175 | 931 |
| PETP | -68 | -28 | 18 | 28 | 28 | 15 | 2 | -48 | -61 | -122 | -172 | -162 | |
| RFU | 0 | 0 | 18 | 46 | 55 | 55 | 55 | 7 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| ETR | 40 | 33 | 25 | 10 | 8 | 13 | 30 | 82 | 36 | 20 | 8 | 14 | 318 |
| W | / | / | / | / | 19 | 15 | 2 | / | / | / | / | / | |
| D | 68 | 28 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 61 | 122 | 172 | 162 | 613 |
| EC | 0 | 0 | 0 | 0 | 9 | 7 | 1 | 1 | 0 | 0 | 0 | 0 | 19 |

Tableau N°III-17: Méthode de Thornethwaite pour le sous bassin Aval

| | S | O | N | D | J | F | M | A | M | J | J | A | Tot |
|------|-----|-----|----|----|----|----|-----|-----|-----|------|------|------|-----|
| P | 20 | 21 | 26 | 22 | 23 | 16 | 17 | 16 | 22 | 15 | 5 | 4 | 204 |
| ETP | 118 | 70 | 34 | 15 | 12 | 19 | 34 | 50 | 90 | 132 | 166 | 173 | 911 |
| PETP | -98 | -49 | -7 | 7 | 11 | -3 | -17 | -34 | -67 | -117 | -161 | -168 | |
| RFU | 0 | 0 | 0 | 7 | 18 | 15 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | 0 | |
| ETR | 20 | 21 | 26 | 15 | 12 | 19 | 32 | 16 | 22 | 15 | 5 | 4 | 204 |
| W | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | 0 |
| D | 98 | 49 | 7 | 0 | 0 | 0 | 2 | 34 | 67 | 117 | 161 | 168 | 703 |
| EC | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | / | 0 |

Tableau N°III-18: Comparaison des resultants :

| | ETR TURC(mm) | Thornethwaite(mm) |
|------------------|--------------|-------------------|
| S.b Amont | 351,6 | 317,81 |
| S.b Aval | 211,08 | 204 |

Les résultats sont comparables, mais la méthode de Thornethwaite est la plus fiable, car dans le sous bassin aval $ETR = P$ par contre, avec la méthode de TURC on obtient $ETR > P$.

III.6. RUISSELLEMENT :

Nous approchons certainement aux écoulements dans l'élément étudié précédemment : La méthode de Thornethwaite estime l'écoulement à 18,92 mm dans le sous bassin Amont. Par

contre dans le sous bassin Aval où il devient nul. Une autre méthode permet de calculer le ruissellement est la prochaine.

⇒ **METHODE DE TIXERONT-BERKALOUF :**

Applicable en zone aride :

$$R = \frac{P^3}{3ETP^2}$$

P : pluviométrie annuelle en m.

ETP : évapotranspiration potentielle en m.

La lame d'eau ruisselle est estimée à 13,48 mm/an pour le bassin versant de Oued El-Hai.

La comparaison des deux méthodes est consignée dans le tableau N°III-19.

Tableau N°III-19: Estimation de ruissellement :

| Sous bassin | THORNETHWAITE(mm/an) | TIXERONT(mm/an) |
|-------------|----------------------|-----------------|
| AMONT | 18,92 | 18,92 |
| AVAL | 0 | 2,58 |

Les deux méthodes sont données près que les mêmes résultats dans le sous bassin Amont (18mm), ce qui n'est pas le cas dans le sous bassin Aval où la relation de Tixeront et méthode de Thornethwaite ; elle devient nulle. Les résultats les plus favorables sont ceux de Tixeront ; car cette méthode est applicable dans le climat aride, ou la lame d'eau ruisselée à 2,58mm, par contre dans la méthode de Thornethwaite ; elle devient nulle. Les résultats les plus favorables sont ceux de TIXERONT ; car cette méthode est applicable dans le climat aride.

La lame d'eau ruisselée dans le bassin versant d'Oued El - Hai est estimée à **13,48 mm/an**.

III.7. BILAN HYDROLOGIQUE :

La formule la plus simple se forme :

$$P = E + R + I$$

P : précipitation moyenne annuelle en mm.

E : évaporation réelle moyenne annuelle en mm.

R : ruissellement moyen annuel en mm.

I : infiltration moyenne annuelle en mm.

Pour les sous bassins, en remplaçant chaque terme par sa valeur et nous aurons :

- S.b Amont : $360,6 = 317,8 + 18,92 + I$ soit : $I = 23,88\text{mm}$ (6,62% de Pan)

- S.b Aval : $204 = 204 + R + I$ soit : $R = 0$ et $I = 0$.

A partir de ces résultats, on peut dire que le sous bassin amont est caractérisé par un excès d'eau (écoulement) ; par contre dans le sous bassin aval présente un déficit hydrologique remarquable.

III.8. CONCLUSION :

Le bassin versant d'Oued El-Hai est caractérisé par une irrégularité inter annuelle et mensuelle. Les précipitations saisonnières de sous bassin amont sont concentrées essentiellement en automne et au printemps, par contre le sous bassin aval, les précipitations sont concentrées en Automne et hiver ; alors que la zone d'étude montre une diminution des précipitations et augmentation des températures du Nord vers le Sud, de climat semi aride en Amont vers l'aride en Aval.

Le régime pluviométrique est caractérisé par le phénomène aléatoire sous forme orageuse, les variations des températures mensuelles et saisonnières et journalières avec une ampleur thermique qui peut arriver à 15°C; favorisant le déclenchement de tous les mécanismes d'altération physico-chimique et mécanique.

Le bilan Hydrologique de sous bassin amont montrent un excès d'eau qui alimente le ruissellement, alors que le sous bassin aval est nettement marqué un déficit au cours de l'année.

Chapitre IV

Conception de la Digue

IV.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre nous devons étudier les problèmes suivant:

- Eviter tout danger de submersion.
- La ligne de saturation doit se trouver entièrement à l'intérieur du massif.
- Les pentes des talus amont et aval doivent assurer la stabilité du barrage.
- Inexistence dans le massif ou dans les terrains d'assise d'aucun passage préférentiel permettant aux eaux de cheminer de l'amont vers l'aval.
- L'eau qui arrive a passer à travers le corps du barrage ou les terrains d'assise doit ressortir à l'aval à des vitesses aussi faibles que possible afin d'éviter que les matériaux fins ne soient pas emportés .
- La face amont doit être protégée contre l'action des vagues et de corps flottants, et la face aval contre l'érosion provoquée par l'eau de pluie.

IV.2. LA HAUTEUR DU BARRAGE (LA CRETE DU BARRAGE) :

La hauteur du barrage est calculé a partir de la formule suivante :

$$H_B = H_{NNR} + H_{dév} + R$$

Ou:

H_B : Hauteur du barrage en m.

H_{NNR} : Hauteur du niveau normal de la retenue en m.

$$H_{NNR} = NNR - \text{Niveau du site.}$$

$$\text{A.N : } H_{NNR} = 384 - 348,80$$

$$H_{NNR} = 35,2 \text{ m}$$

$H_{dév}$: Hauteur de la lame déversant en m. (Elle est déterminer par le laminage de crues, pour notre cas c'est une donnée, $H_{dév} = 4 \text{ m}$).

R : la revanche en m.

IV.2.1. DETERMINATION DE LA REVANCHE :

La revanche est la tranche comprise entre la côte la plus haute des eaux et la crête du barrage, pour la détermination, on doit tenir compte de la hauteur des vagues qui se forment sur le plan d'eau, de la projection de l'eau vers le haut du barrage due à la vitesse de propagation des vagues lorsque celles-ci rencontrent le barrage.

La revanche peut être calculée par la formule de «DAVIS»

$$R = 0.75hv + \frac{v^2}{2g} + hs$$

Ou :

R : La revanche en (m).

hs : La hauteur de sécurité (hs = 2 m).

g : L'accélération de la pesanteur (g = 9,81m/s²).

V : La vitesse de propagation des vagues en (m/s) qui peut être évaluée par la formule de «GAILLARD».

$$V = 1,5 + 2hv$$

hv : La hauteur de des vagues en (m).

La hauteur des vagues est calculée par la formule de STEVENSON, elle fonction de la longueur de Fetch (L) mesuré graphiquement.

$$\text{Pour } L < 18 \text{ kms, } hv = 0,75 + 0,34\sqrt[3]{L} - 0,26\sqrt[4]{L}; \text{ (m)}$$

$$\text{Pour } L > 18 \text{ kms, } hv = 0,34 L; \text{ (m)}$$

Pour notre étude L = 5,5 kms < 18 kms.

$$\text{A.N : Donc : } hv = 0,75 + 0,34\sqrt[3]{5,5} - 0,26\sqrt[4]{5,5} \implies hv = 0,95\text{m}$$

$$V = 1,5 + 2(0,95) \implies V = 3,4 \text{ m/s}$$

$$R = 0,75 * 0,95 + \frac{11,56}{19,62} + 2 \implies R = 3,30 \text{ m}$$

IV.2.2. DETERMINATION DE LA CÔTE EN CRETE DU BARRAGE : (CR)

$$Cr = NNR + h_{\text{dév}} + R \text{ (m)}$$

$$\text{A.N : } Cr = 384 + 4 + 3,30 \implies Cr = 391,3\text{m}$$

Donc la hauteur du barrage est comme suite :

$$H_B = 35,20 + 3,30 + 4$$

$$H_B = 42,5 \text{ m}$$

IV.3. DETERMINATION DE LA LARGEUR EN CRETE (b) :

La largeur en crête d'un barrage en terre doit être suffisante pour qu'il n'y ait pas de circulation d'eau importante dans le barrage près de son couronnement lorsque la retenue est pleine, elle doit également permettre la circulation des engins pour la finition de l'ouvrage et ultérieurement pour son entretien.

Pratiquement la largeur en crête d'un barrage en terre n'est jamais inférieure à 3m pour les ouvrages supérieurs a 9m, on adapte souvent une la largeur égale au 1/3 de la hauteur de barrage (H_B).

Parfois on calcule également la largeur en crête (b) par les formules :

- La formule de «PREECE»

$$b = 1,1\sqrt{Hb} + 1$$

A.N :

$$b = 1,1\sqrt{42,5} + 1 \implies \mathbf{b = 8,2 \text{ m}}$$

IV.4. LA LONGUEUR EN CRETE (Lc) :

La mesure de la longueur en crête se mesure directement sur la carte topologique, on trouve

$$\mathbf{Lc = 370m}$$

IV.5. LES RISBERMES :

Quand la hauteur le barrage est supérieure à 10 m, il est très important de réaliser le barrage avec la variation de pente pour assuré la stabilité, la déférence est 0.5 pour le talus amont, et 0.25 pour le talus aval, tel que ses pente sont plus grandes a la semelle et petites à la crête.

Pour la protection du talus aval contre l'érosion due au ruissellement, il faut construire des risbermes ayant une rigole latérale pour rôle d'évacuation de l'eau.

La largeur de risbermes est de 2m + 3m, s'il y a une route on prend le largeur est de 8m

- Dans notre projet on prend la largeur est égale à 3m.
- La côte de nos risbermes (talus aval) est 355,42-366-378 m (Fig N° IV-1)

IV.6. LES PENTES DES TALUS :

Les Pentes des talus du barrage en terre sont fixées par les conditions de stabilité mécanique du massif et ses fondations, le tableau ci-après donne quelques valeurs qui devront être confirmé par une étude de stabilité.

D'après le tableau N°1 d'annexe on peut déterminer les pentes de notre barrage (i_1, i_2) comme suite :

On à $H_b = 42,5 > 20$ m est un barrage de type homogène.

- La pente du talus amont $i_1 = 1/2,75$
- La pente du talus aval $i_2 = 1/2,25$

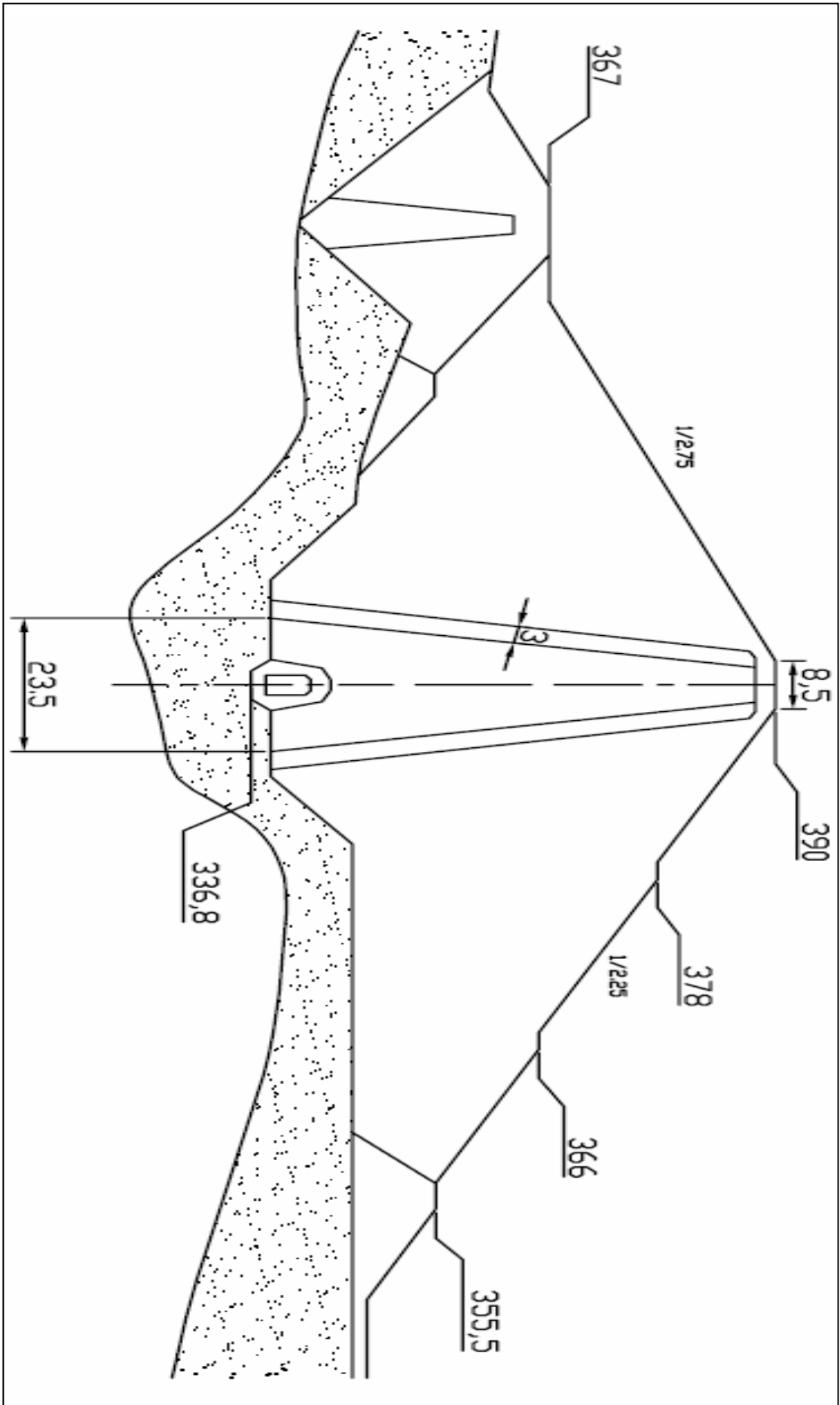


Fig N° IV-1 : Profil type de la digue

IV.7. PROTECTION DES TALUS :

Pour éviter toutes les influences de l'eau sur le talus amont, et éviter le phénomène d'érosion (phénomène de renard) sur les talus ainsi l'érosion de talus aval, donc il faut réaliser la protection spéciale :

IV.7.1. TALUS AMONT :

On prévoit un enrochement contre le battillage de vagues, qui repose sur un filtre drainant composé.

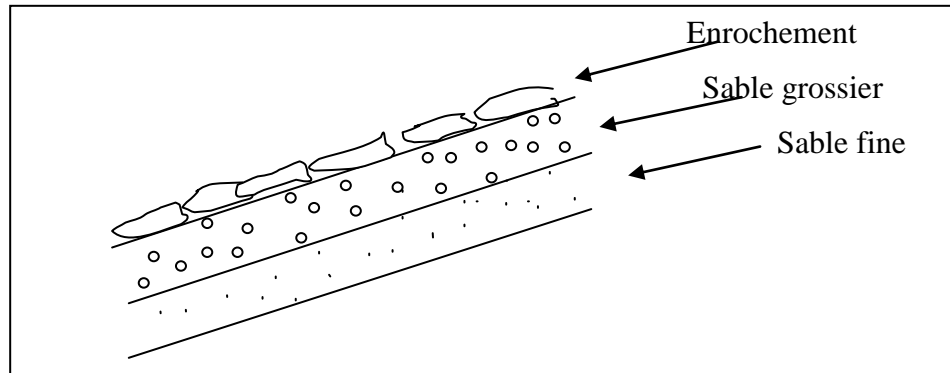


Fig N° IV-2 : Protection du talus amont

IV.7.2. TALUS AVAL :

La protection du talus aval doit être effectuée immédiatement après l'achèvement des travaux de terrassement ; ceci grâce à un revêtement gravier.

IV.8. ETUDE DES INFILTRATIONS :

Du fait qu'on a créé une charge hydraulique sur la digue, l'eau aura tendance à s'infiltrer dans le massif même du barrage et dans les terrains d'assise

Le choix des matériaux de construction était fait de telle sorte que les débits d'infiltration négligeables, toute fois ceux-ci ne sont jamais nuls et il importe de s'assurer que les résurgences à l'aval des eaux infiltrées ne nuisent pas à la stabilité du barrage.

Pour ce la, il faut éviter ces eaux infiltrées ce qui conduit à réaliser les dispositifs nécessaires.

IV.8.1. DIMENSIONNEMENT DU PRISME DE DRAINAGE :

Pour protéger le pied du talus aval contre le glissement et pour recueillir les eaux d'infiltration qui traversent le massif, on prévoit un prisme de drainage constitué d'enrochement

La hauteur du prisme H_p est fonction de la hauteur totale du barrage $H_p = (15-20)\% H_b$

La largeur en crête b_p généralement varie 2 et 3m pour notre étude on prend

$$b_p = 3\text{m} \quad ; \quad H_p = 20\% H_b$$

$$H_p = 8,5\text{m} \quad ; \quad n_1 = 1:1 \quad ; \quad n_2 = 1:2$$

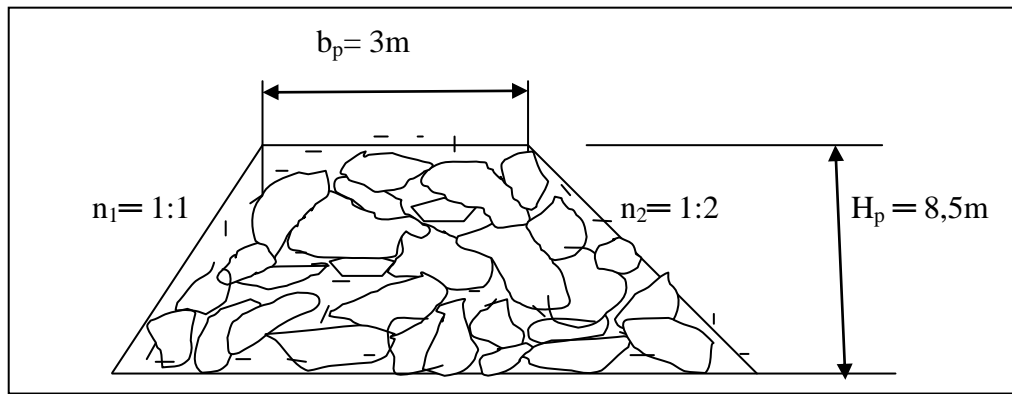


Fig N° IV-2 : Dimensionnement du prisme de drainage

IV.8.2. LIGNE DE SATURATION :

La ligne de saturation est une parabole qui sa position sépare la partie sèche de la digue et celle qui est saturée en eau.

Pour tracer la ligne de saturation, on utilise la méthode graphique parabole de «Kosney», cette dernière est déterminée par l'équation:

$$y_0 - y_0^2 = 2 \times y_0 \iff x = \frac{y^2 - y_0^2}{2y_0}; \quad y_0 = \sqrt{H^2 + d^2} - d$$

H : Hauteur du niveau normale de la retenue.

D : Distance horizontale entre l'axe y et la verticale qui passe au point 0,7b.

b : Projection horizontale de la partie mouillée du talus amont.

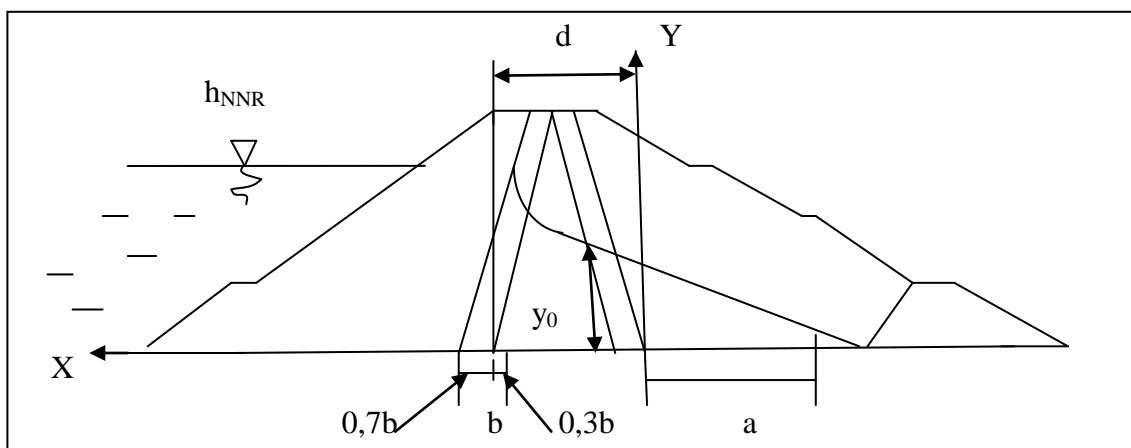


Fig N° IV-3 : Tracé de la ligne de saturation pour notre cas barrage en terre à noyau étanche

IV.9. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a présente les caractéristiques hydrauliques du barrage fontaines des gazelles, ce barrage est en terre à noyau étanche d'une largeur en crête de 8,2m et une hauteur de 42,5 m d'où la hauteur déversant est de 4m, cette valeur est nécessaire pour le calcul hydraulique de l'évacuateur de crues qui est le titre de notre travail.

Chapitre V

Dimensionnement D'un évacuateur de crues

V.1. INTRODUCTION :

Pour exploiter la retenue d'un barrage, il est nécessaire de mettre en place à titre provisoire ou définitif des ouvrages dits : Annexes, leur importance est beaucoup plus grande que ne pourrait le laisser croire leur qualitatif dans bien des cas.

Les nécessités de leur construction conditionnent les dimensions et même le type du barrage envisagé, on distingue trois catégories d'ouvrages annexes.

- Les dérivations provisoires.
- Les évacuateurs de crues.
- Les vidanges de fond et les prises d'eau.

V.2. DEFINITION D'UN EVACUATEUR DES CRUES :

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée. Et en fonction de la topographie et de la nature des terrains qui avoisinent le barrage.

V.3. CLASSIFICATION DES EVACUATEURS DE CRUES :

Les évacuateurs de crues peuvent être classés suivant leur type de fonctionnement hydraulique en deux groupes : Les évacuateurs de surface et évacuateurs en charge.

V.3.1. EVACUATEURS DE SURFACE :

L'évacuateur de surface est constitué au départ de la retenue par un déversoir, dont le seuil se développe en général linéairement. Ce seuil débute dans un chenal dont l'axe peut être parallèle au seuil (entonnement latéral ou perpendiculaire à celui-ci entonnement frontal).

Ce chenal a une pente faible à même de côte aval de la digue, l'eau emprunte ensuite un coursier dont la forte pente permet de rattraper la différence de cotes entre le niveau de la retenue et le lit de la rivière à l'aval, et aboutit avec une vitesse importante dans un ouvrage dissipateur qui absorbe l'énergie du liquide.

L'évacuateur de surface est placé selon les cas, sur l'une des rives (évacuateur latéral) ou au centre du barrage (évacuateur central).

V.3.2. EVACUATEUR EN CHARGE :

Dans les évacuateurs en charge l'eau transite vers l'aval du barrage par une galerie ou par une conduite de gros diamètre disposée sous le barrage ou latéralement en rive. Cette conduite est alimentée par l'intermédiaire d'un puits ou d'une tour, ou par un déversoir de surface à Crête ronde souvent circulaire appelé «Tulipe ».

- ✓ Déversoir tulipe : Fonctionne comme un déversoir de surface tant qu'il est dénoyé, des qu'il est noyé il débute pratiquement comme orifice à veine moulée.
- ✓ Le déversoir circulaire : est en général monté sur une tour, qui sert également de tour de prise d'eau et qui est reliée à la galerie ou la conduite d'évacuation, celle-ci joue également le rôle de conduite de vidange, la conduite d'évacuation peu être en acier ou en béton armé, Elle doit être visitable.
- ✓ Le siphon : Est un cas particulier d'évacuateur en charge, il est constitué par une conduite épousant schématiquement. La forme de la digue et dans l'amorçage et réalisé automatiquement par surélévation du plan d'eau de la retenue.

V.4. DEBIT DES EVACUATEURS DE CRUES :

Les évacuateurs de crue doivent assurer le passage des débits maximum de la crue des cours d'eau, de la crue des averses dans le cas ou la retenue est remplie jusqu'au niveau de calcul, on calcule les petites retenues en cas de petit bassin versant d'après les débits d'averse, en cas d'un grand bassin versant on prend en considération les débits de crue des fleuves ou des rivières. On fixe comme débit de calcul pour l'évacuateur de crue un débit déterminé suivent la capacité d'accumulation de la retenue sur une base calculs hydrologiques.

Les ouvrages hydrauliques dont une destruction peut provoquer des inondations graves sont vérifiés indépendamment de sa classe suivant une probabilité annuelle du dépassement du débit maximum de 0.01% c'est-à-dire à l'effet d'une crue de récapitulation d'une fois par 10000 ans. Pour notre cas le débit d'évacuation est estimé a 3000 m³/s.

V.5. LES CRITERES DE CHOIX POUR L'EMPLACEMENT D'UN EVACUATEUR DE CRUE:

En choisissant le type d'évacuateur de crue, il est nécessaire de prendre en considération

- Destination de l'aménagement hydraulique du barrage.
- Condition topographique et géologique au site du barrage.
- Type du barrage et valeurs de la charge d'eau (hauteur d'eau dans la retenue).
- Questions économiques et la sécurité.

D'habitude pour choisir le plus meilleur type d'évacuateur de crue, comprend quelques variantes d'évacuateur de crue puis on analyse ces variantes selon leur fonctionnement, les calculs hydrauliques et statiques, et selon les prix de chaque type d'ouvrage examiné.

V.6. COMPARAISON ENTRE LES RIVES :

L'emplacement de l'évacuateur de crue obéit à des conditions géologiques, topographiques et économiques.

- ✓ La topographique de notre site de retenue montre que la rive gauche présente une pente plus faible que la rive droite.
- ✓ Du point de vue géologique les deux rives sont de même nature géologique.
- ✓ Du point de vue économique, on doit prévoir l'ouvrage le moins cher possible.

Pour notre cas l'évacuateur choisi est un évacuateur latéral emplacer dans la rive droite.

V.7. CALCUL HYDRAULIQUE DE L'EVACUATEUR DE CRUE :

L'étude de laminage des crues a permis la détermination des paramètres de l'évacuateur de crues suivants :

- ⇒ Le débit déversé : $Q_{dév} = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$.
- ⇒ La largeur du déversoir : $L = 40 \text{ m}$.
- ⇒ La hauteur de la lame d'eau déversée : $H_{dév} = 4 \text{ m}$.

V.7.1. CANAL D'AMENEE (D'APPROCHE) :

Pour ramener les eaux de bief amont au seuil déversant, il y a lieu de construire un canal d'amenée dont les dimensions sont fixes à partir de la vitesse admissible pour éviter l'affouillement des sols.

- **Calcul de la vitesse d'approche (V_0):**

La vitesse d'approche est donnée par la formule suivante:

$$V_0 = \frac{Q_{dév}}{w}$$

Dans le cas où le rapport $(H_{dév}/P) < 1,33$

Ou:

V_0 : Vitesse d'approche en m/s.

$Q_{dév}$: Débit déversé en m^3/s .

w : Section du canal d'approche, où $w = (b * h_0)$; $h_0 = (P + H_{dév})$.

h_0 : Charge d'eau en m.

b : Largeur du font déversant ($b = 40 \text{ m}$).

A.N :

$$h_0 = (9 + 4) = 13 \text{ m} .$$

$$w = (40 * 13) = 520 \text{ m}^2$$

On a :

$$V_0 = \frac{3000}{520} = 5.76 \text{ m/s} \quad \Rightarrow \quad V_0 = 5.76 \text{ m/s}$$

V.7.2. SEUIL DEVERSANT - PROFIL DEVERSOIR (PROFIL CREAGER)

Les déversoirs à profil CREAGER sont les plus répandues et répètent la forme de la nappe en chute libre.

La surface de déversement d'un déversoir au profil CREAGER peut être construit à l'aide des coordonnées calculées suivant la trajectoire de la nappe libre.

Pour le cas de notre déversoir: $H_{\text{dév}} = 4\text{m}$

Tableau N°V.1: Valeur de x et y primaire pour le tracé le seuil.

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|------|-------|-------|------|------|
| x | 0,00 | 0,10 | 0,30 | 0,60 | 1,00 | 1,40 | 1,70 | 2,00 | 2,50 | 3,00 | 3,50 | 4,00 | 4,50 |
| y | 0,126 | 0,036 | 0,00 | 0,06 | 0,286 | 0,565 | 0,873 | 1,235 | 1,96 | 2,824 | 3,818 | 4,93 | 6,22 |

$$X = x \cdot H_{\text{dév}}$$

$$Y = y \cdot H_{\text{dév}}$$

Tableau N°V.2: Valeur de X et Y finale de tracé de seuil.

| | | | | | | | | | | | | | |
|---|-------|-------|------|------|-------|------|-------|------|------|-------|-------|-------|-------|
| X | 0 | 0,40 | 1,20 | 2,40 | 4,00 | 5,60 | 6,80 | 8,00 | 10,0 | 12,00 | 14,00 | 16,00 | 18,00 |
| Y | 0,504 | 0,114 | 0,00 | 0,24 | 1,114 | 2,26 | 3,492 | 4,94 | 7,84 | 11,29 | 15,27 | 19,72 | 24,88 |

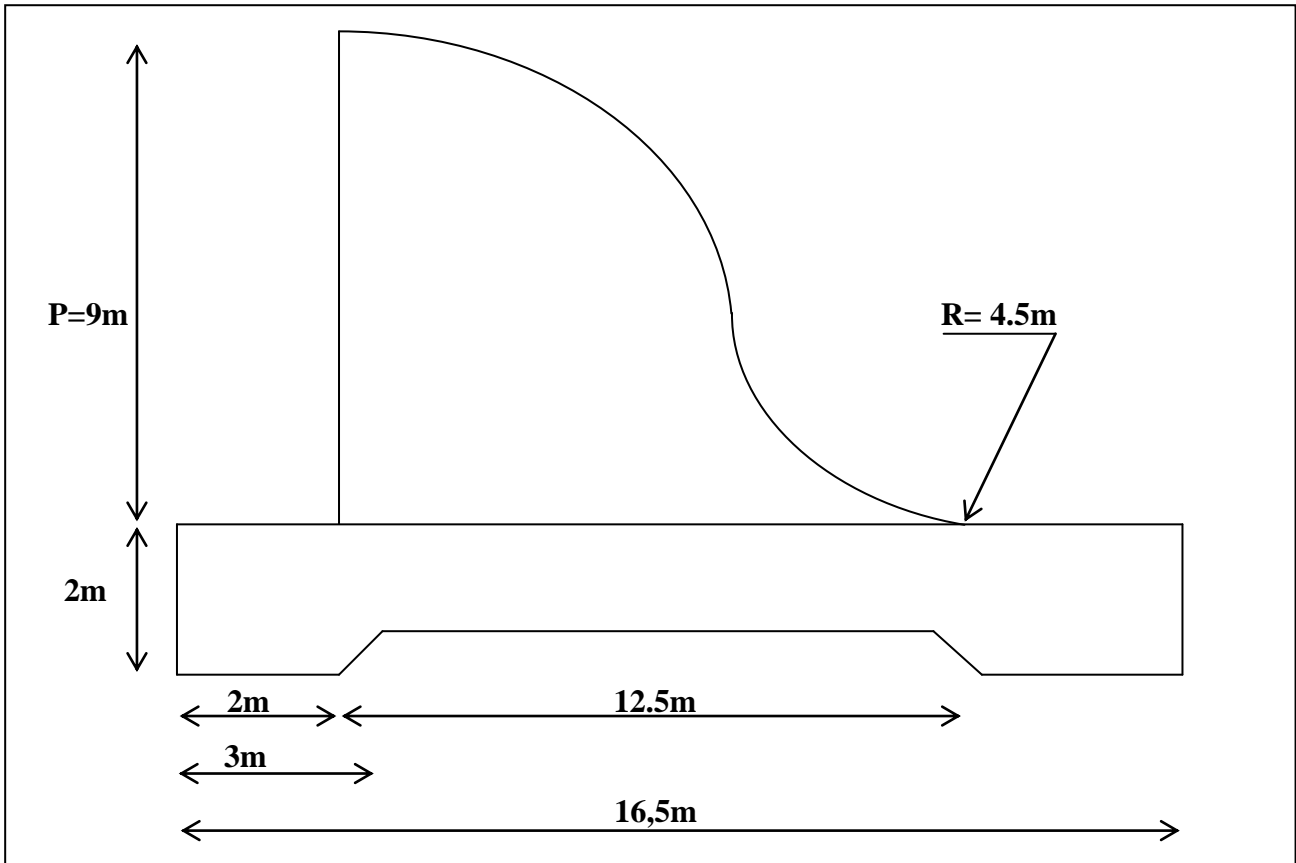
La partie inférieure du profil du déversoir est raccordée avec le fond du bief aval à l'aide d'une courbe dont rayon est déterminée en fonction de la hauteur P du déversoir et de la charge $H_{\text{dév}}$.

Si :

P : Hauteur hydraulique en (m) $P < 10$ m

On prend : $R = 0,5 * P$; Dans notre cas $P = 9\text{m}$.

Donc on aura : $R = 0,5 * 9 = 4,5\text{m}$ =====> **R = 4,5m**

***Dimension du déversoir:**

FigN°V.1 : Trace du seuil de l'évacuateur de crue

V.7.3. LE CANAL D'ÉVACUATION:

Pour évacuer le débit déversé dans de bonnes conditions d'écoulement et de sécurité on adapte un canal d'évacuation d'une section rectangulaire, le but du calcul de ce dernier est veillé à la torrentialité d'écoulement (Fig N°V.2).

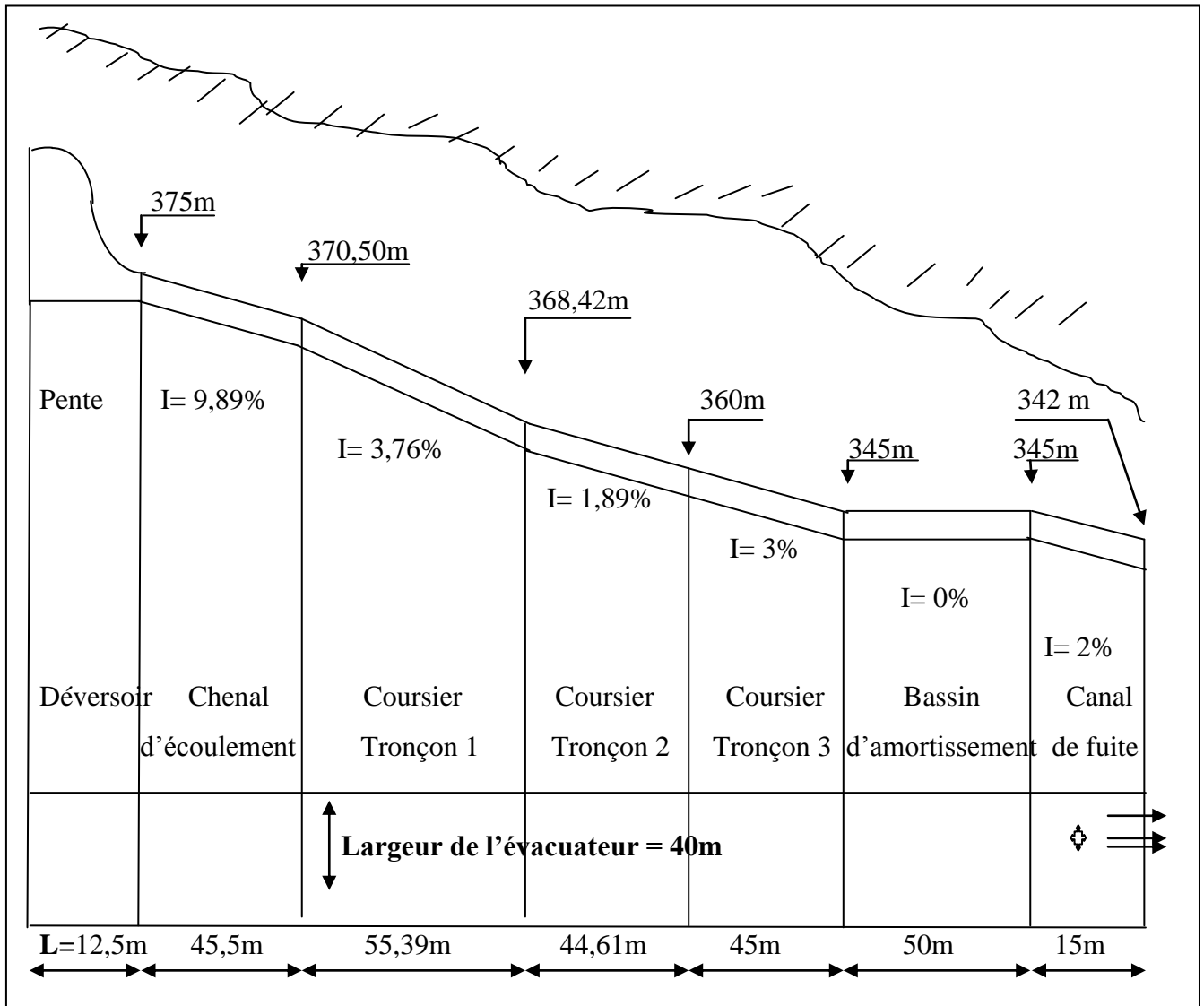


Fig N°V.2 : Tracé de l'évacuateur de crue

V.7.3.1. CALCUL HYDRAULIQUE DU CHENAI D'ECOULEMENT :

Sur le chenal d'écoulement, on détermine le caractère de raccordement des deux biefs (déversoir - chenal d'écoulement), si notre raccordement se fait avec un ressaut éloigné, pour ce la on utilise la méthode des tableaux spéciaux.

V.7.3.1.1. CALCUL DE LA PROFONDEUR CRITIQUE HCR :

Pour calculer la profondeur critique (hcr) pour un canal rectangulaire on utilise la formule suivante :

$$hcr = \sqrt[3]{\frac{Q_{dév}^2}{g b^2}}$$

Ou :

$Q_{dév}$: Débits déversés ($Q_{dév} = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$)

b : Largeur du canal ($b = 40 \text{ m}$)

g : Accélération de la pesanteur ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$)

Donc, on aura :

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(3000)^2}{(9.81 \times (40)^2)}} \quad \Rightarrow \quad h_{cr} = 8.307 \text{ m}$$

V.7.3.3. CALCUL DE LA VITESSE CRITIQUE :

En utilisant l'équation de la continuité : $V = \frac{Q}{W}$

On aura : $V_{cr} = \frac{Q_{cr}}{W_{cr}}$

V_{cr} : Vitesse critique.

W_{cr} : Section critique ($W_{cr} = b \times h_{cr}$)

Donc, on aura:

$$W_{cr} = 40 \times 8.307 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad W_{cr} = 332.28 \text{ m}^2$$

$$V_{cr} = 3000 / 332.28 \quad \Rightarrow \quad V_{cr} = 9.028 \text{ m/s}$$

V.7.3.4. CALCUL DE LA PENTE CRITIQUE :

Depuis la formule de CHEZZY on trouve :

$$V_{cr} = \frac{1}{n} * R_{cr}^{2/3} * I_{cr}^{1/2} \quad \Rightarrow \quad I_{cr} = \frac{n^2 * V_{cr}^2}{R_{cr}^{4/3}}$$

On :

n : Coefficient de rugosité du béton ($n = 0,014$)

R_{cr} : Rayon hydraulique critique en m ($R_{cr} = \frac{W_{cr}}{X_{cr}}$)

X_{cr} : Périmètre mouillé critique en m ($X_{cr} = b + 2h_{cr}$)

Donc :

$$X_{cr} = 40 + 2 \times 8.307 \quad \Rightarrow \quad X_{cr} = 56.614 \text{ m}$$

$$R_{cr} = \frac{332.28}{56.614} \quad \Rightarrow \quad R_{cr} = 5.869 \text{ m}$$

On aura :

$$I_{cr} = \frac{0,014^2 * 9.028^2}{5.869^{\frac{4}{3}}} \quad \Rightarrow \quad I_{cr} = 0.00151 \quad \Rightarrow \quad I_{cr} = 0.151\%$$

V.7.3.5. CALCUL DE LA PROFONDEUR NORMALE HN :

La profondeur normale hn est celle qui apparait pour le débit déversé et la pente du chenal si d'écoulement est uniforme. Elle est calculée méthode de CHEEZY

$$V = C \times \sqrt{R \times I}$$

On a :

$$Q = C \times W \times \sqrt{R \times I} \Rightarrow Q = V \times W$$

Ou :

W : Section mouillée en (m^2).

X : Périmètre mouillée en (m).

R : Rayon hydraulique ; $R = W/X$

C : Coefficient de CHEEZY ou $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$.

i : Pente du chenal ($i = 0.007$)

n : Coefficient de rugosité du béton ($n = 0,014$)

b : Largeur du canal ($b = 40 m$)

On procède à la méthode d'approximation; par donner des valeurs à h et on détermine les débits Q .

Tableau N°V.3 : Calcul du débit du chenal d'évacuation.

| h(m) | b(m) | n | i | W(m ²) | X(m) | R(m) | C($\sqrt{m/s}$) | V(m/s) | Q(m ³ /s) |
|------|-------|-------|-------|--------------------|-------|------|-------------------|--------|----------------------|
| 0,0 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 0,00 | 40.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0,00 |
| 0,5 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 20,00 | 41.00 | 0,48 | 63.50 | 13.77 | 275 |
| 1,0 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 40,00 | 42.00 | 0,95 | 70.83 | 21.45 | 858 |
| 1,5 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 60,00 | 43.00 | 1,39 | 75.28 | 27.78 | 1666 |
| 2,0 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 80,00 | 44.00 | 1,81 | 78.53 | 33.07 | 2645 |
| 2,5 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 100,0 | 45.00 | 2,22 | 81.14 | 37.84 | 3784 |
| 3,0 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 120,0 | 46.00 | 2,60 | 83.21 | 42.00 | 5040 |
| 3,5 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 140,0 | 47.00 | 2,97 | 85.00 | 45.85 | 6420 |
| 4,0 | 40.00 | 0,014 | 0.098 | 160,0 | 48,00 | 3,33 | 86,57 | 49,45 | 7918 |

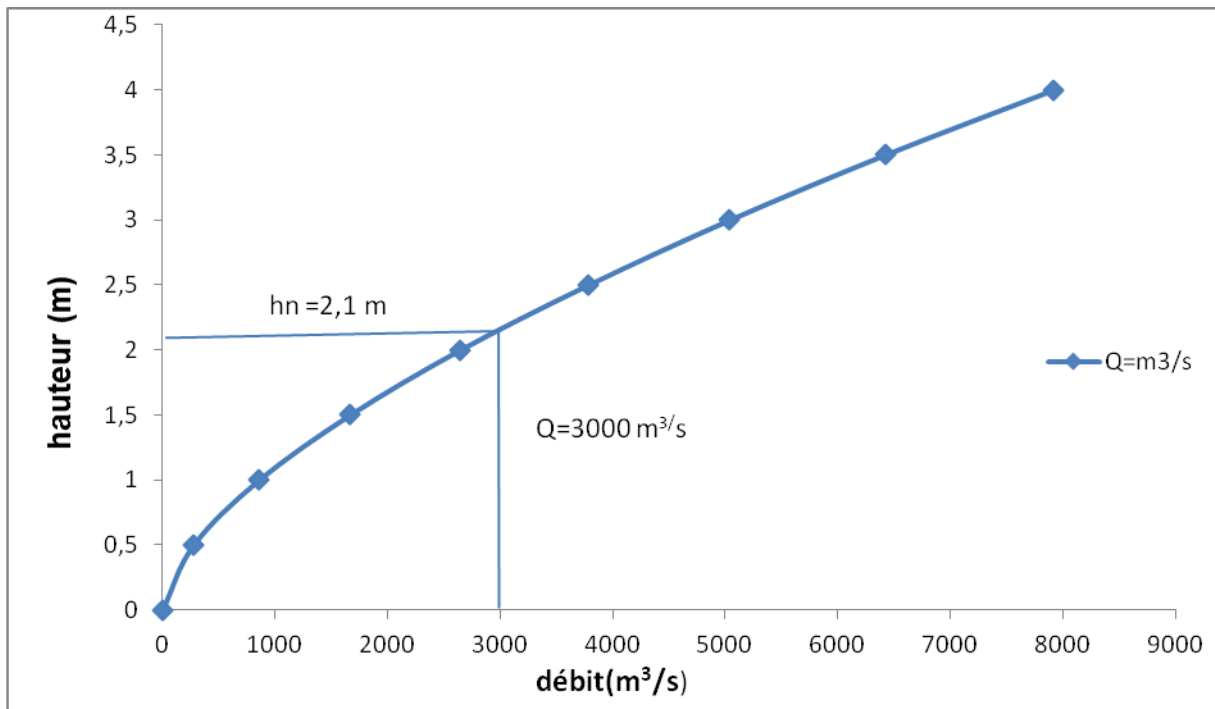


Fig N°V.3 : Courbe de tarage du chenal d'écoulement

Du graphe $h = f(Q)$ on peut déterminer h_n qui correspond au débit $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc, on aura :

$$Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s} \quad \Rightarrow \quad h_n = 2,10 \text{ m}$$

V.7.3.6. VERIFICATION DU REGIME D'ÉCOULEMENT :

En comparant la hauteur de l'écoulement non uniforme (h) avec la hauteur critique on déduit les types d'écoulement suivant :

- Si $h > h_{cr} \Rightarrow$ l'écoulement est fluvial.
- Si $h = h_{cr} \Rightarrow$ l'écoulement est critique.
- Si $h < h_{cr} \Rightarrow$ l'écoulement est torrentiel.

Pour notre cas : $h_n = 2,10 \text{ m} < h_{cr} = 8,307 \text{ m}$ donc l'écoulement dans le chenal est torrentiel.

V.7.3.7. CARACTÈRE DE RACCORDEMENT (calcul de h_c' et h_c''):

Ces caractères sont calculés pour déterminer le type du ressaut, afin de projeter un ouvrage de dissipation d'énergie ou non.

▪ Rappel sur le ressaut hydraulique :

- ✓ Si $h_c'' > h_{aval} \Rightarrow$ Le ressaut éloigné (nécessité d'emplacement d'un ouvrage de dissipation d'énergie).
- ✓ Si $h_c'' < h_{aval} \Rightarrow$ Le ressaut est noyé (proche du déversoir alors ce n'est pas nécessaire de mettre un ouvrage de dissipation).
- ✓ Si $h_c'' = h_{aval} \Rightarrow$ Le ressaut est dans une position limite.

On prend la hauteur (h_{aval}) égale à la hauteur normale (h_n).

Pour le calcul on utilise la méthode des tableaux spéciaux.

$$\varphi(Zc) = q / \varphi * E_0^{3/2}.$$

q : Débit spécifique ($q=75 \text{ m}^2/\text{s}$)

φ : Coefficient de vitesse ($\varphi=0.9$)

E_0 : Energie spécifique du courant dans le bief amont par rapport au fond dans le bief aval.

$$E_0 = P + H_{\text{dév}} + \frac{\alpha_0 V_0^2}{2g}$$

P : Pelle hydraulique (hauteur du déversoir cote bief aval) ($P=9\text{m}$).

α_0 : Coefficient ($\alpha_0=1.1$).

V_0 : Vitesse d'approche d'eau vers le déversoir ($V_0=5,76\text{m/s}$).

$H_{\text{dév}}$: Hauteur d'eau déversé ($H_{\text{dév}}=4\text{m}$).

$$H_0 = 4 + \frac{1.1(5.76)^2 *}{2 * 9.81} \Rightarrow H_0 = 5.86 \text{ m}$$

Finalemnt: $E_0 = P + H_0 = 9 + 5.86 \Rightarrow E_0 = 14.86 \text{ m}$

$$\varphi(Zc) = q / \varphi * E_0^{3/2} \Rightarrow \varphi(Zc) = \frac{75}{0.9 * (14.86)^{3/2}} = 1.45$$

Du tableau special (annexe) on trouve:

$$\varphi(Zc) = 1.45. \Rightarrow \varphi c' = 0.44 \quad \text{et} \quad \varphi c'' = 0.7002.$$

✓ **Calcul de h'_c et h''_c :**

$$h'_c = \varphi c' * E_0$$

$$h'_c = 0.44 * 14.86 \Rightarrow h'_c = 6.53 \text{ m.}$$

$$h''_c = \varphi c'' * E_0$$

$$h''_c = 0.7002 * 14.86 \Rightarrow h''_c = 10.40 \text{ m.}$$

Donc $h''_c = 10,40\text{m} > h_n = 2, 10\text{m}$ (ressaut éloigné), ce qui implique un raccordement des deux biefs par un ressaut éloigné, par conséquent il doit réaliser un ouvrage de dissipation d'énergie soit un bassin d'amortissement.

V.7.4. COURSIER :

Le coursier fait suite au chenal d'écoulement ; sa fonction est de conduire l'eau au thalweg. Il est fortement conseillé de lui donner section rectangulaire, ce qui assure un écoulement régulier.

Les courants qui aboutissent au pied d'un coursier, ainsi que s'écoulent dans une conduite d'évacuation ont une vitesse élevée, mais il doivent rejoindre le cours d'eau avec une très inférieure, l'énergie en excès ayant été dissipée, c'est sur ce critère que se basent les bassins d'amortissement à ressaut hydraulique tandis que les bassins à ange se basent à déplacer le courant plus en aval et à une distance assurant la sécurité de la digue contre le phénomène d'érosion.

En générale, le coursier commence par un convergent amenant à la Section de contrôle (Section où est atteindré la hauteur critique), partir de Laquelle la pente augmente.

Le coursier en béton est de forme rectangulaire avec une largeur de 40 m sur trois tronçons de longueur de 145 m avec une pente égale à $I_1 = 3.76\%$, $I_2 = 1,89\%$, $I_3 = 3\%$ pour chaque tronçon.

V.7.4.1.CALCUL HYDRAULIQUE DU COURSIER :

La hauteur de la lame d'eau ne doit pas dépasser la hauteur critique dans le coursier pour assurer la torrentialité de l'écoulement.

V.7.4.2. REGIME D'ECOULEMENT DANS LE COURSIER :

Le coursier se compose d'un seul tronçon.

La largeur de coursier et de 40 m.

Le débit spécifique $q = \frac{Q_{dév}}{b} \Rightarrow q = \frac{3000}{40} \Rightarrow q = 75 \text{ m}^3/\text{s}$

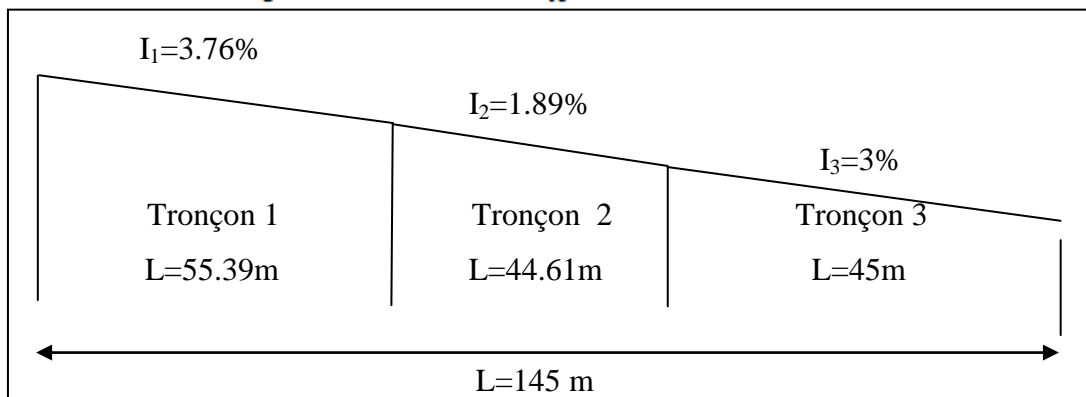


Fig N°V.4 : Tracé des trois tronçons du coursier.

i : pente au fond du tronçon ; calculé selon la formule suivante :

$$i = \frac{\text{(cote maximal du tronçons)} - \text{(cote minimal du tronçons)}}{\text{Longueur du tronçons}}$$

On construit les tableaux suivants pour trouver la hauteur normale de la lame d'eau dans chaque tronçon.

Tableau N° V.4 : Calcul du débit dans le coursier (Tonçon1)

| h(m) | b(m) | n | i | W(m ²) | X(m) | R(m) | C($\sqrt{m/s}$) | V(m/s) | Q(m ³ /s) |
|------|-------|-------|--------|--------------------|-------|------|-------------------|--------|----------------------|
| 0,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 0,00 | 40,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 20,00 | 41,00 | 0,48 | 63,50 | 8,530 | 170,60 |
| 1,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 40,00 | 42,00 | 0,95 | 70,83 | 13,386 | 535,44 |
| 1,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 60,00 | 43,00 | 1,39 | 75,28 | 17,210 | 1032,6 |
| 2,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 80,00 | 44,00 | 1,81 | 78,53 | 20,840 | 1667,2 |
| 2,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 100,0 | 45,00 | 2,22 | 81,14 | 23,440 | 2344,0 |
| 3,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 120,0 | 46,00 | 2,60 | 83,21 | 26,010 | 3121,2 |
| 3,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 140,0 | 47,00 | 2,97 | 85,00 | 28,404 | 3976,5 |
| 4,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0376 | 160,0 | 48,00 | 3,33 | 86,57 | 30,630 | 4900,0 |

Depuis le tableau précédent on construit le courbe h=f(Q) représenté ci âpre :

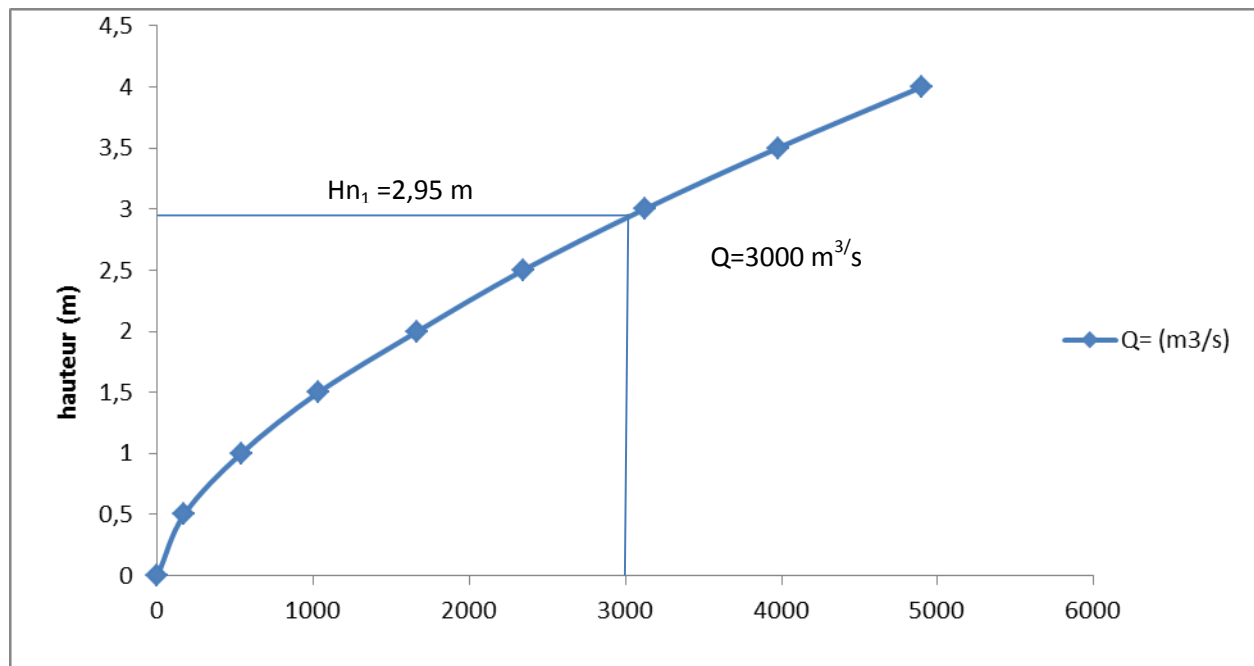


Fig N° V.5: Courbe de tarage du coursier (Tronçon 1)

Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

hn₁ = 2.95 m et **Vn₁ = 25,42m/s**

Tableau N° V.5 : Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 2).

| h(m) | b(m) | n | i | W(m ²) | X(m) | R(m) | C($\sqrt{m/s}$) | V(m/s) | Q(m ³ /s) |
|------|-------|-------|--------|--------------------|-------|------|-------------------|--------|----------------------|
| 0,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 0,00 | 40,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 20,00 | 41,00 | 0,48 | 63,50 | 6,048 | 120,96 |
| 1,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 40,00 | 42,00 | 0,95 | 70,83 | 9,490 | 379,63 |
| 1,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 60,00 | 43,00 | 1,39 | 75,28 | 12,20 | 732,10 |

| | | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|--------|-------|-------|------|-------|-------|--------|
| 2,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 80,00 | 44,00 | 1,81 | 78,53 | 14,52 | 1162,0 |
| 2,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 100,0 | 45,00 | 2,22 | 81,14 | 16,62 | 1662,0 |
| 3,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 120,0 | 46,00 | 2,60 | 83,21 | 18,44 | 2213,5 |
| 3,5 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 140,0 | 47,00 | 2,97 | 85,00 | 20,13 | 2819,5 |
| 4,0 | 40,00 | 0,014 | 0,0189 | 160,0 | 48,00 | 3,33 | 86,57 | 21,71 | 3474,8 |

Depuis le tableau précédent on construit le courbe $h=f(Q)$ représenté ci-après :

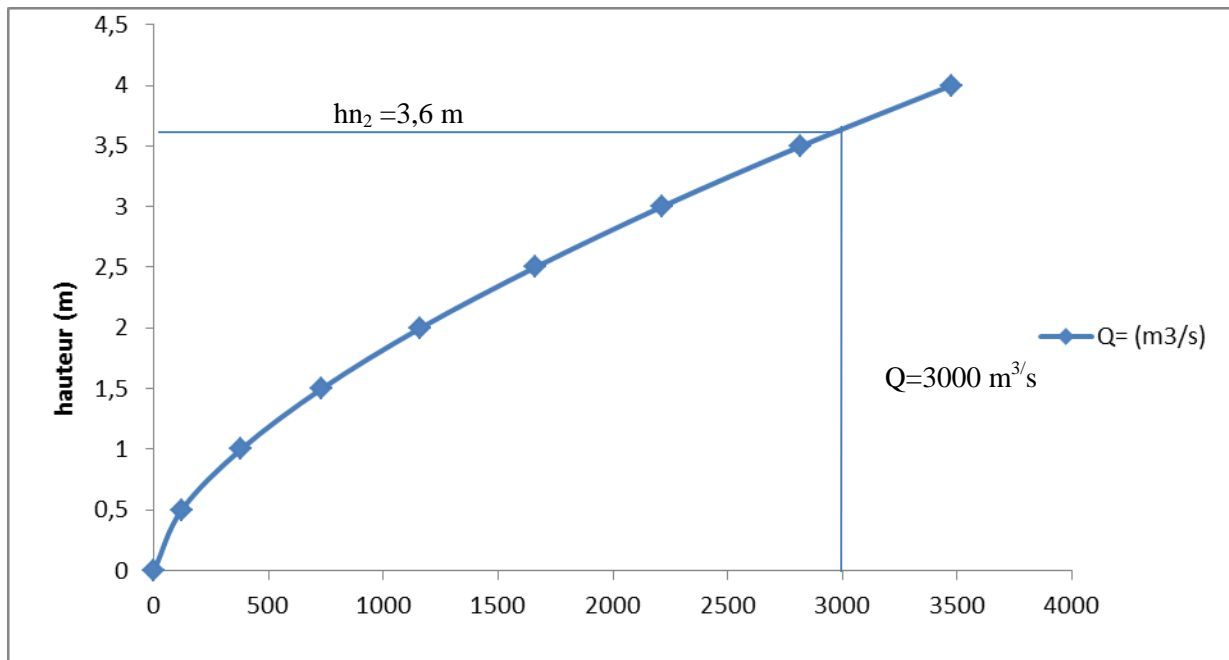


Fig N° V.6: Courbe de tarage du coursier (Tronçon 2)

Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

$$H_{n2} = 3,60 \text{ m} \quad \text{et} \quad V_{n2} = 20,83 \text{ m/s}$$

Tableau N° V.6 : Calcul du débit dans le coursier (Tronçon 3).

| h(m) | b(m) | n | i | W(m ²) | X(m) | R(m) | $C(\sqrt{m/s})$ | V(m/s) | Q(m ³ /s) |
|------|-------|-------|------|--------------------|-------|------|-----------------|--------|----------------------|
| 0,0 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 0,00 | 40,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 | 0,00 |
| 0,5 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 20,00 | 41,00 | 0,48 | 63,50 | 7,62 | 152,40 |
| 1,0 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 40,00 | 42,00 | 0,95 | 70,83 | 11,95 | 478,3 |
| 1,5 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 60,00 | 43,00 | 1,39 | 75,28 | 15,37 | 922,4 |
| 2,0 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 80,00 | 44,00 | 1,81 | 78,53 | 18,30 | 1464 |
| 2,5 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 100,0 | 45,00 | 2,22 | 81,14 | 20,90 | 2090 |
| 3,0 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 120,0 | 46,00 | 2,60 | 83,21 | 23,23 | 2788,7 |
| 3,5 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 140,0 | 47,00 | 2,97 | 85,00 | 25,37 | 3552,1 |
| 4,0 | 40,00 | 0,014 | 0,03 | 160,0 | 48,00 | 3,33 | 86,57 | 27,36 | 4377,6 |

Depuis le tableau précédent on construit le courbe $h=f(Q)$ représenté ci-après :

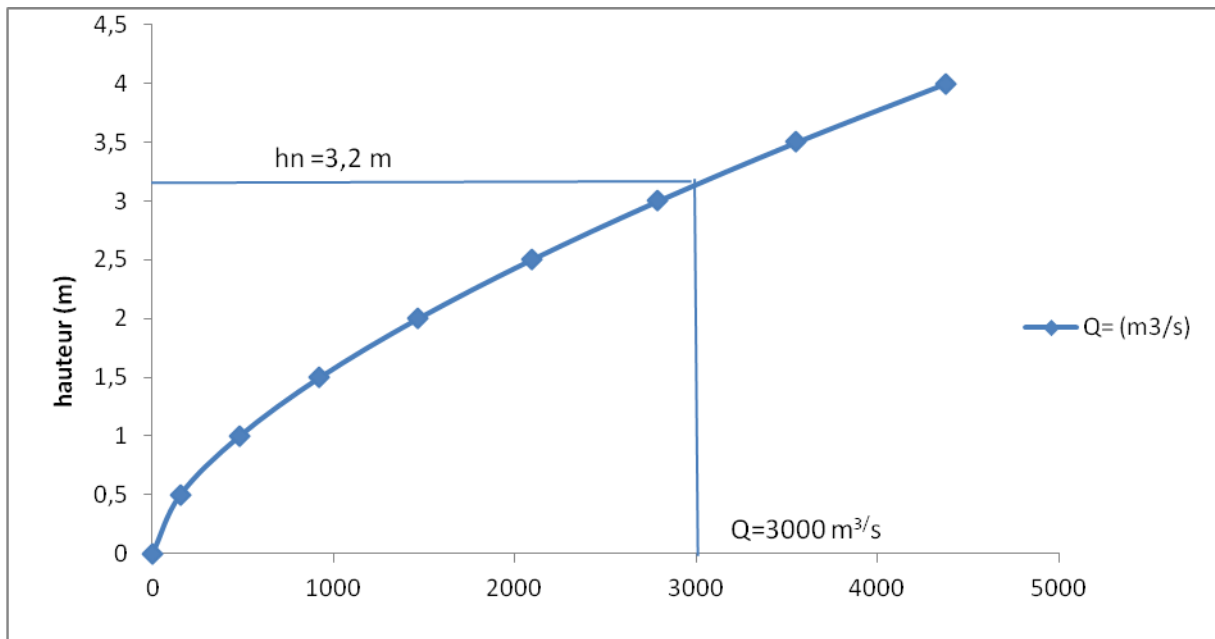


Fig N° V.7: Courbe de tarage du coursier (Tronçon 3)

Par interpolation on détermine la hauteur et la vitesse normale :

$$\mathbf{H_{n3} = 3,20 \text{ m}} \quad \text{et} \quad \mathbf{V_{n3} = 23,44 \text{ m/s}}$$

V.7.4.3 : VERIFICATION DU REGIME D'ECOULEMENT DANS LE COURSIER :

- **Calcul de la profondeur critique :**

On calcul la profondeur pour un canal rectangulaire

On:

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{Q_{dev}^2}{gb^2}}$$

$$h_{cr} = \sqrt[3]{\frac{(3000)^2}{(9.81 \times (40)^2)}} \Rightarrow h_{cr} = 8.307 \text{ m}$$

$$\mathbf{h_{cr} = 8.307 \text{ m} > h_{n1} = 2.95 \text{ m}} \quad \text{et} \quad \mathbf{h_{cr} = 8.30 \text{ m} > h_{n2} = 3.7 \text{ m}} \quad \text{et} \quad \mathbf{h_{cr} = 8.30 \text{ m} > h_{n3} = 3.2 \text{ m}}$$

Alors le régime dans le coursier est torrentiel ce qui garantie le non exhaussement du courant d'eau dans le coursier.

V.7.4.4 : CALCUL DE LA LIGNE D'EAU (METHODE DE PAVLOVSKI) :

La distance recherchée entre les deux profondeurs au début et à la fin du tronçon est calculée par la formule suivante :

$$\Delta L_i = \frac{a_i}{I} [(\Delta Z_i - (1 - \bar{p}_{cini})) (\Delta \phi Z_i)]$$

Avec :

ΔL_i : Longueur élémentaire entre deux sections.

$$a_i = \frac{\Delta h_i}{\Delta z_i} = \frac{h_i - h_{i-1}}{z_i - z_{i-1}}$$

Ou :

$$z_i = \frac{K_i}{K_0}$$

$$K_0 = \frac{Q_{dev}}{\sqrt{I}}$$

$$K_i = w_i c_i \sqrt{R_i} = \frac{Q_i}{\sqrt{I}}$$

p_{cini} : Paramètre cinétique.

$$p_{cini} = \frac{\alpha * I * B * (C)^2}{g * x}$$

p_{cini} : Paramètre cinétique moyen.

$$\bar{p}_{cini} = (p_{cini} + p_{cini-1})/2$$

- $\phi_{Z_i} = 1.15 \text{Log} \frac{Z+1}{Z-1}$ Si $Z > 1$.
- $\phi_{Z_i} = 1.15 \text{Log} \frac{Z+1}{1-Z}$ Si $Z < 1$.

I : Pente du lit du canal.

n : Rugosité = 0.014.

B : Largeur au fond du coursier B=b =40m.

I : Indice indiquant la section.

G : Accélération de pesanteur g =9.81 m/s².

α : Coefficient varie entre 1.05—1.5. (On prend $\alpha = 1.1$).

h : Hauteur de la ligne d'eau dans la section i.

Les tableaux N°V.7, N° V.8 et N°V.9 donne les résultats exacts.

Tableau N° V.7 : Calcul de la ligne d'eau pour le tronçon 1 (I=0.0376).

| | | | | | | | | | | | |
|---------------------|----|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|---------|-----------|--------|
| section | 1 | 1-1 | | 2-2 | | 3-3 | | 4-4 | | 5-5 | |
| h | 2 | 8,307 | | 7,725 | | 7,143 | | 6,561 | | 5,979 | |
| n | | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 |
| i | | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 | 0,0376 |
| Q | | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 | 3000 |
| W | 3 | 332,28 | | 309 | | 285,72 | | 262,44 | | 239,16 | |
| B | 4 | 40 | | 40 | | 40 | | 40 | | 40 | |
| X | 5 | 56,614 | | 55,45 | | 54,286 | | 53,122 | | 51,958 | |
| R | 6 | 5,869 | | 5,573 | | 5,263 | | 4,940 | | 4,603 | |
| C | 7 | 94,808 | | 94,025 | | 93,169 | | 92,230 | | 91,192 | |
| P _{cin} | 8 | 26,775 | | 26,888 | | 26,967 | | 27,005 | | 26,992 | |
| P _{moy} | 9 | | 26,832 | | 26,927 | | 26,986 | | 26,998 | | |
| 1- P _{moy} | 10 | | -25,832 | | -25,927 | | -25,986 | | -25,998 | | |
| K ₀ | | 15471,319 | | 15471,319 | | 15471,319 | | 15471,319 | | 15471,319 | |
| k _i | 11 | 76320,148 | | 68584,822 | | 61071,622 | | 53799,804 | | 46791,218 | |
| Z _i | 12 | 4,933 | | 4,433 | | 3,947 | | 3,477 | | 3,024 | |
| ΔZ _i | 13 | | -0,500 | | -0,486 | | -0,470 | | -0,453 | | |
| φZ _i | 14 | 0,205 | | 0,229 | | 0,259 | | 0,296 | | 0,343 | |
| ΔφZ _i | 15 | | 0,024 | | 0,029 | | 0,037 | | 0,048 | | |
| 15*10 | 16 | | -0,618 | | -0,762 | | -0,959 | | -1,237 | | |
| 13-16 | 17 | | 0,118 | | 0,277 | | 0,489 | | 0,784 | | |
| Δh _i | 18 | | -0,582 | | -0,582 | | -0,582 | | -0,582 | | |
| a _i | 19 | | 1,164 | | 1,198 | | 1,238 | | 1,285 | | |
| a _i /l | 20 | | 30,959 | | 31,874 | | 32,932 | | 34,169 | | |
| ΔL _i | 21 | | 3,664 | | 8,825 | | 16,105 | | 26,791 | | |

ΣΔL= 55,38m

Tableau N° V.8 : Calcul de la ligne d'eau pour le tronçon 2 (I=0.019).

| section | 1 | 1-1 | | 2-2 | | 3-3 | | 4-4 | | 5-5 | |
|---------------------|----|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|
| h | 2 | 5,979 | | 5,905 | | 5,831 | | 5,757 | | 5,684 | |
| n | | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 |
| i | | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 | 0,019 |
| Q | | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 | 3000, 000 |
| W | 3 | 239,160 | | 236,206 | | 233,252 | | 230,298 | | 227,344 | |
| B | 4 | 40,000 | | 40,000 | | 40,000 | | 40,000 | | 40,000 | |
| X | 5 | 51,958 | | 51,810 | | 51,663 | | 51,515 | | 51,367 | |
| R | 6 | 4,603 | | 4,559 | | 4,515 | | 4,471 | | 4,426 | |
| C | 7 | 91,192 | | 91,053 | | 90,911 | | 90,767 | | 90,622 | |
| P _{cin} | 8 | 13,568 | | 13,565 | | 13,561 | | 13,557 | | 13,553 | |
| P _{moy} | 9 | | 13,566 | | 13,563 | | 13,559 | | 13,555 | | |
| 1- P _{moy} | 10 | | -12,566 | | -12,563 | | -12,559 | | -12,555 | | |
| K ₀ | | 21821,789 | | 21821,789 | | 21821,789 | | 21821,789 | | 21821,789 | |
| k _i | 11 | 46791,218 | | 45921,968 | | 45057,408 | | 44197,595 | | 43342,585 | |
| Z _i | 12 | 2,144 | | 2,104 | | 2,065 | | 2,025 | | 1,986 | |
| ΔZ _i | 13 | | -0,040 | | -0,040 | | -0,039 | | -0,039 | | |
| φZ _i | 14 | 0,505 | | 0,516 | | 0,528 | | 0,540 | | 0,553 | |
| Δ φZ _i | 15 | | 0,011 | | 0,012 | | 0,012 | | 0,013 | | |
| 15*10 | 16 | | -0,142 | | -0,149 | | -0,155 | | -0,163 | | |
| 13-16 | 17 | | 0,103 | | 0,109 | | 0,116 | | 0,123 | | |
| Δh _i | 18 | | -0,074 | | -0,074 | | -0,074 | | -0,074 | | |
| a _i | 19 | | 1,854 | | 1,864 | | 1,874 | | 1,885 | | |
| a _i /l | 20 | | 98,090 | | 98,622 | | 99,166 | | 99,723 | | |
| ΔL _i | 21 | | 10,057 | | 10,751 | | 11,498 | | 12,304 | | |

$\Sigma \Delta L =$ **44,61m**

Tableau N° V.9 : Calcul de la ligne d'eau pour le tronçon 3 (I=0.03).

| section | 1 | 1-1 | | 2-2 | | 3-3 | | 4-4 | | 5-5 | |
|---------------------|----------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|--------------|-------------|
| h | 2 | 5,384 | | 5,306 | | 5,228 | | 5,149 | | 5,071 | |
| | n | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 | 0,014 |
| | i | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 | 0,030 |
| | Q | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 00 | 3000,0 0 |
| W | 3 | 215,368 | | 212,236 | | 209,105 | | 205,973 | | 202,842 | |
| B | 4 | 40,000 | | 40,000 | | 40,000 | | 40,000 | | 40,000 | |
| X | 5 | 50,768 | | 50,612 | | 50,455 | | 50,299 | | 50,142 | |
| R | 6 | 4,242 | | 4,193 | | 4,144 | | 4,095 | | 4,045 | |
| C | 7 | 90,009 | | 89,843 | | 89,674 | | 89,502 | | 89,327 | |
| P _{cin} | 8 | 21,473 | | 21,459 | | 21,445 | | 21,430 | | 21,413 | |
| P _{moy} | 9 | | 21,466 | | 21,452 | | 21,437 | | 21,421 | | |
| 1- P _{moy} | 10 | | -20,466 | | -20,452 | | -20,437 | | -20,421 | | |
| | K ₀ | 17320,508 | | 17320,508 | | 17320,508 | | 17320,508 | | 17320,508 | |
| k _i | 11 | 39926,480 | | 39046,909 | | 38173,156 | | 37305,298 | | 36443,416 | |
| Z _i | 12 | 2,305 | | 2,254 | | 2,204 | | 2,154 | | 2,104 | |
| ΔZ _i | 13 | | -0,051 | | -0,050 | | -0,050 | | -0,050 | | |
| φZ _i | 14 | 0,464 | | 0,476 | | 0,489 | | 0,502 | | 0,516 | |
| Δ φZ _i | 15 | | 0,012 | | 0,013 | | 0,013 | | 0,014 | | |
| 15*10 | 16 | | -0,247 | | -0,260 | | -0,273 | | -0,287 | | |
| 13-16 | 17 | | 0,197 | | 0,209 | | 0,223 | | 0,238 | | |
| Δh _i | 18 | | -0,078 | | -0,078 | | -0,078 | | -0,078 | | |
| a _i | 19 | | 1,542 | | 1,552 | | 1,562 | | 1,573 | | |
| a _i /l | 20 | | 51,390 | | 51,732 | | 52,083 | | 52,444 | | |
| ΔL _i | 21 | | 10,103 | | 10,825 | | 11,610 | | 12,464 | | |

ΣΔL= 45,00m

Schéma représentatif de l'allure de la ligne d'eau dans chaque tronçon :

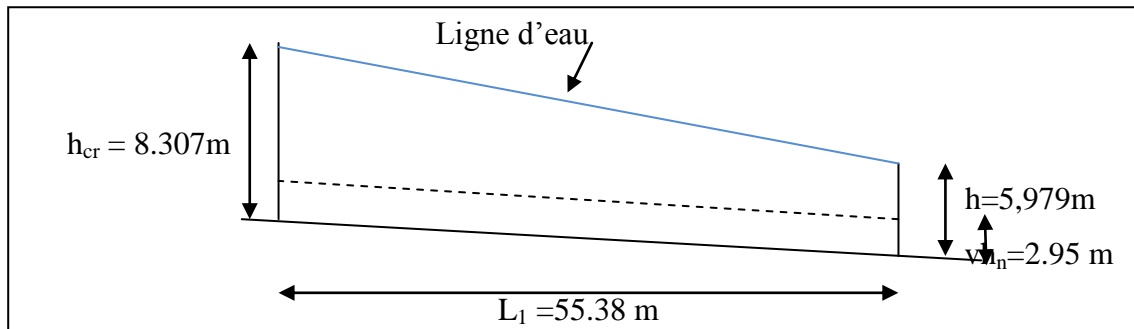


Fig N°V.8 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 1

Sur ce tronçon 1 : $h_{cr} = 8.307\text{m} > h = 5.979\text{m} > h_n = 2.95\text{m} \Rightarrow$ Le régime d'écoulement torrentiel.

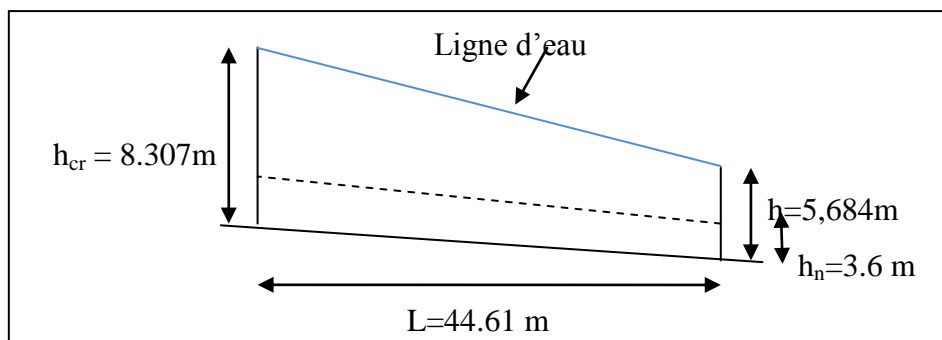


Fig N°V.9 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 2

Sur ce tronçon 2 : $h_{cr} = 8.307\text{m} > h = 5.684\text{m} > h_n = 3.6\text{m} \Rightarrow$ Le régime d'écoulement torrentiel.

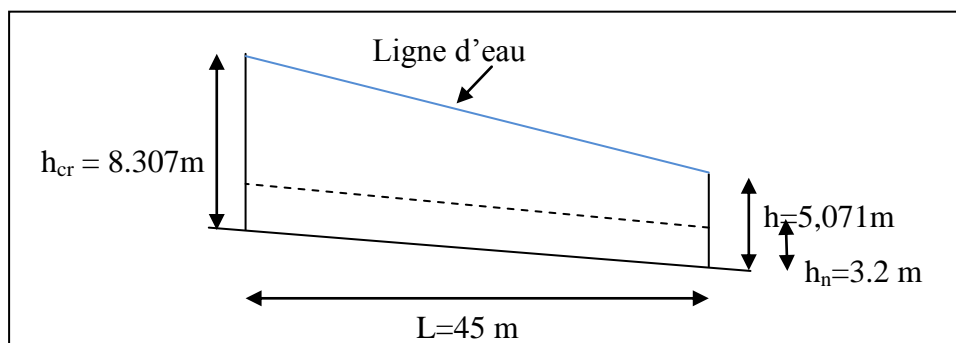


Fig N°V.10 : Tracé de la ligne d'eau dans le tronçon 3

Sur ce tronçon 3 : $h_{cr} = 8.307\text{m} > h = 5.071\text{m} > h_n = 3.2\text{m} \Rightarrow$ Le régime d'écoulement torrentiel.

V.7.5. BASSIN D'AMORTISSEMENT (BASSIN DE DISSIPATION D'ENERGIE)

Le bassin de dissipation est un moyen très efficace pour réduire la vitesse de sortie d'eau à une valeur compatible avec la stabilité des berges à l'aval.

V.7.5.1. LES DIFFERENTS TYPES D'AMORTISSEMENT SUIVANT LA VALEUR DE FROUDE :

Pour :

$\Rightarrow (F = 1, y = y_c) \Rightarrow$ Il n'y a pas de ressaut.

$\Rightarrow (1 < F < 1.7) \Rightarrow$ Le nombre de FROUDE est calculé par la formule suivant :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Ou :

Y : Le tirant d'eau.

V : Vitesse d'entrée.

Le courant incident a une profondeur légèrement inférieure à la profondeur critique, le passage à une profondeur plus grande est graduel et ne se manifeste que par une agitation de surface.

Alors, il n'est pas nécessaire alors d'établir un bassin spécial de tranquillisation, pour $F = 1.7$ le tirant d'eau à la sortie y_2 est de l'ordre de deux fois plus qu'à celui à l'entrée y_1 et la vitesse d'environ la moitié de la vitesse d'entrée.

Aucun déflecteur n'est nécessaire, il suffit simplement de bétonner le canal sur une longueur de l'ordre 4 à 2 fois de y_1 à partir de l'endroit où la profondeur commence à se modifier (c'est -à-dire immédiatement après la rupture de pente en fin de coursier).

- $(1.7 < F < 2.5) \Rightarrow$ Un ressaut commence à apparaître mais n'est pas très turbulent.

Les déflecteurs et seuil ne sont pas encore nécessaires ; il faudra simplement veiller comme en (2) à ce que le bassin soit suffisamment long pour contenir l'écoulement pendant ralentissement.

- $(2.5 < F < 4.5) \Rightarrow$ Le phénomène est dans son stade de transition et il se forme un ressaut instable, le jet incident se développant de façon intermittente le long au fond, au de la surface libre, cette instabilité rend le ressaut difficile à contrôler et il faut amortir les vagues par obstacle.
- $(F > 4.5) \Rightarrow$ Le ressaut se produit alors nettement ; la mise en place de blocs de déflecteurs permette de raccourcir le bassin et éviter le déplacement du ressaut à l'aval.

V.7.5.2. CALCUL DU MODULE DE FROUDE :

$$F = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}}$$

Ou :

y : Tirant d'eau à la fin du coursier $y = h = 5.071 \text{ m}$

v : Vitesse du courant d'eau à la fin du coursier.

$$v = \frac{Q}{b \cdot h}$$

Donc :

$$v = \frac{3000}{40 \cdot 5.071} \Rightarrow v = 14.78 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{14.78}{(\sqrt{9.81 \cdot 5.071})} \Rightarrow F = 2.09$$

V.7.5.3. DIMENSIONNEMENT DU BASSIN :

Il est déterminé suivant le phénomène du ressaut hydraulique qui se produit au niveau du bassin d'amortissement.

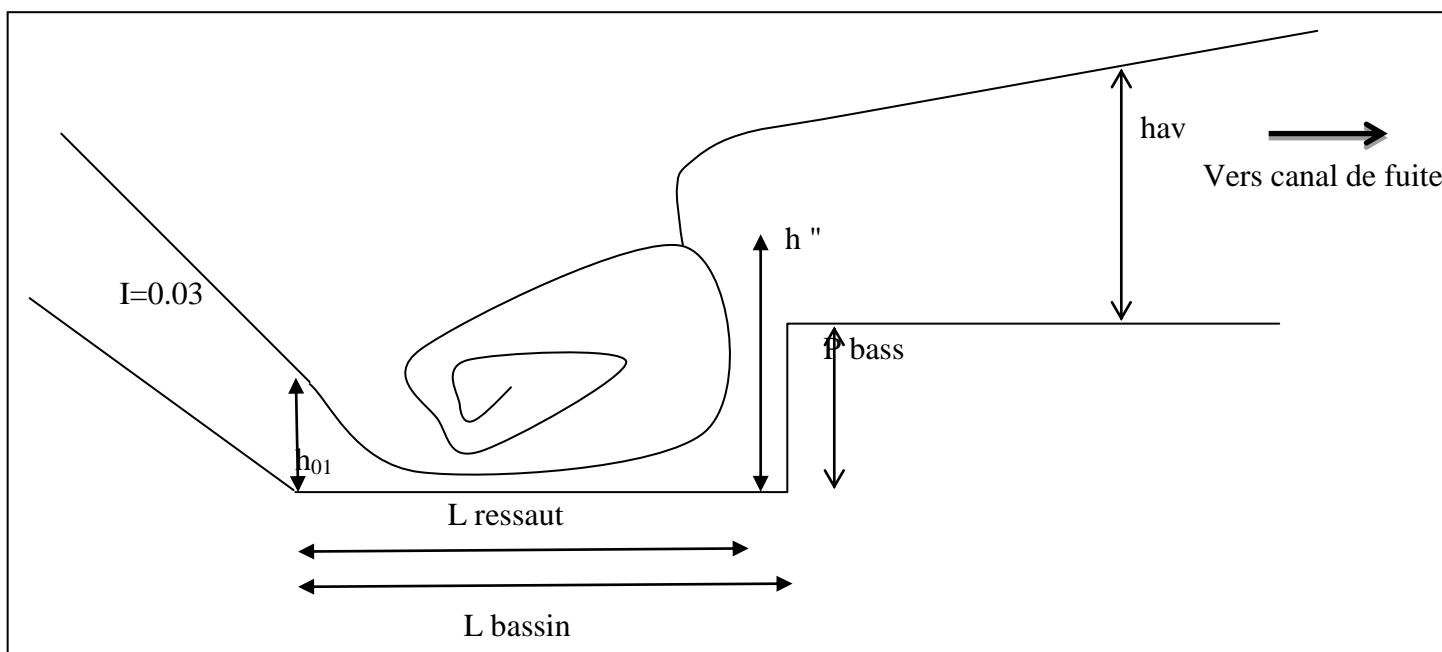


Fig N°V.11 : Schéma représentatif du trajet de la lame d'eau dans le bassin d'amortissement.

y_n : Profondeur d'eau normal à la fin du coursier, $y_n = h_n = h' = 5.071 \text{ m}$.

h' : Premier profondeur conjuguée $h' = y_n = h_n = 5.071 \text{ m}$.

h'' : Deuxième profondeur conjuguée : déterminée selon la formule suivant :

$$h'' = \frac{y_n}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{h_{cr}}{h_n} \right)^3} - 1 \right]$$

Donc, on aura :

$$h'' = \frac{5.071}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \left(\frac{8.307}{5.071} \right)^3} - 1 \right] \Rightarrow h'' = 12.71 \text{ m}$$

- **Longueur du ressaut :**

1. Formule de PAVLOVSKY :

$$L_{\text{ress}} = 2.5 (1.9h'' - h')$$

Donc :

$$L_{\text{ress}} = 2.5 (1.9 * 12.71 - 5.071) \implies L_{\text{ress}} = 47.695 \text{ m}$$

- **Longueur de bassin :**

Détermination des caractéristique du bassin de dissipation pour $(1.7 < F < 2.5)$ et une vitesse d'eau à l'entrée du bassin inférieure à 15 m/s.

L_{bassin} : Longueur du bassin

Y_1 : Tirant d'eau avant ressaut $Y_1 = h_1$.

Y_2 : Tirant d'eau après ressaut $Y_2 = h_2$.

Les graphes ci-dessous donnent le rapport Y_2 / Y_1 des profondeurs conjuguées avant et après le ressaut en fonction de F et le rapport L / Y_2 de la longueur du ressaut ; donc la longueur minimale du bassin au d'eau aval en fonction de F .

D'après la figure on a :

$$L_{\text{bass}} = 4.5 * Y_1 \quad F = 2.09 \quad \implies \quad L / Y_1 = 4.5$$

$$L_{\text{bass}} = 4.5 * 12.71 \quad \implies \quad L_{\text{bass}} = 57.195 \approx 57 \text{ m}$$

Donc, on opte pour une longueur du bassin d'amortissement égale à $L = 57\text{m}$.

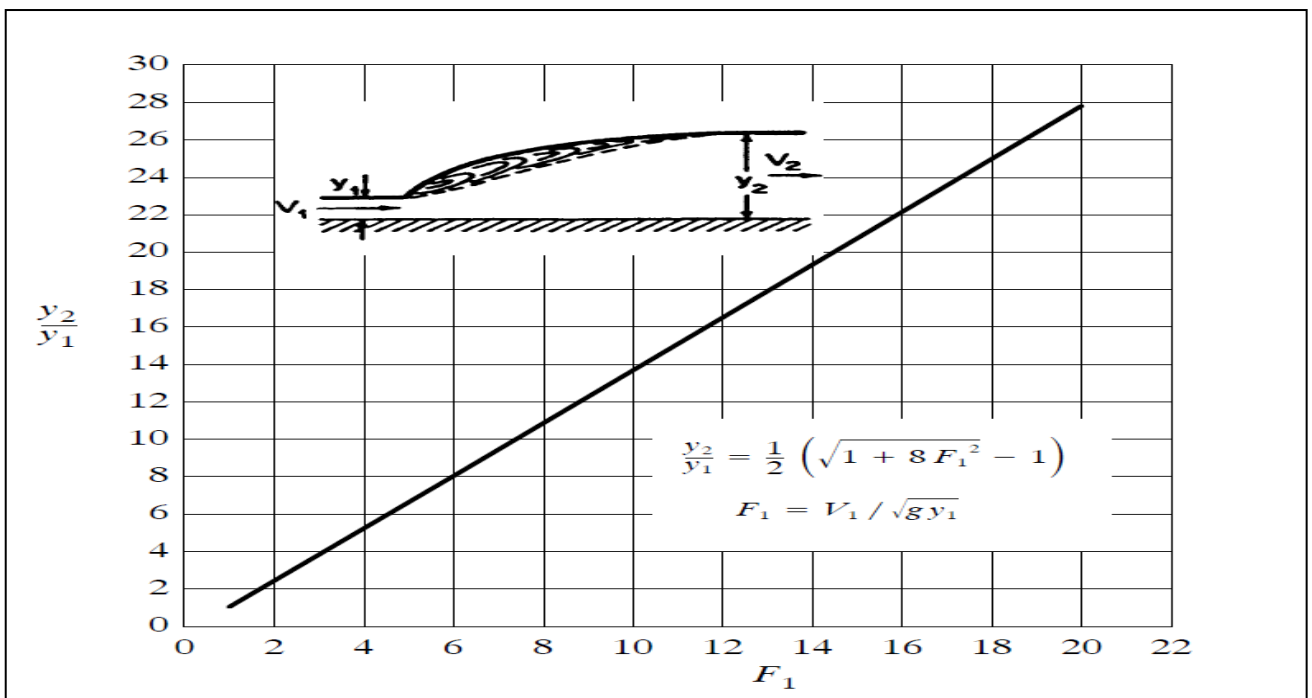


Fig N°V.12 : Efficacité du ressaut dans un canal rectangulaire.

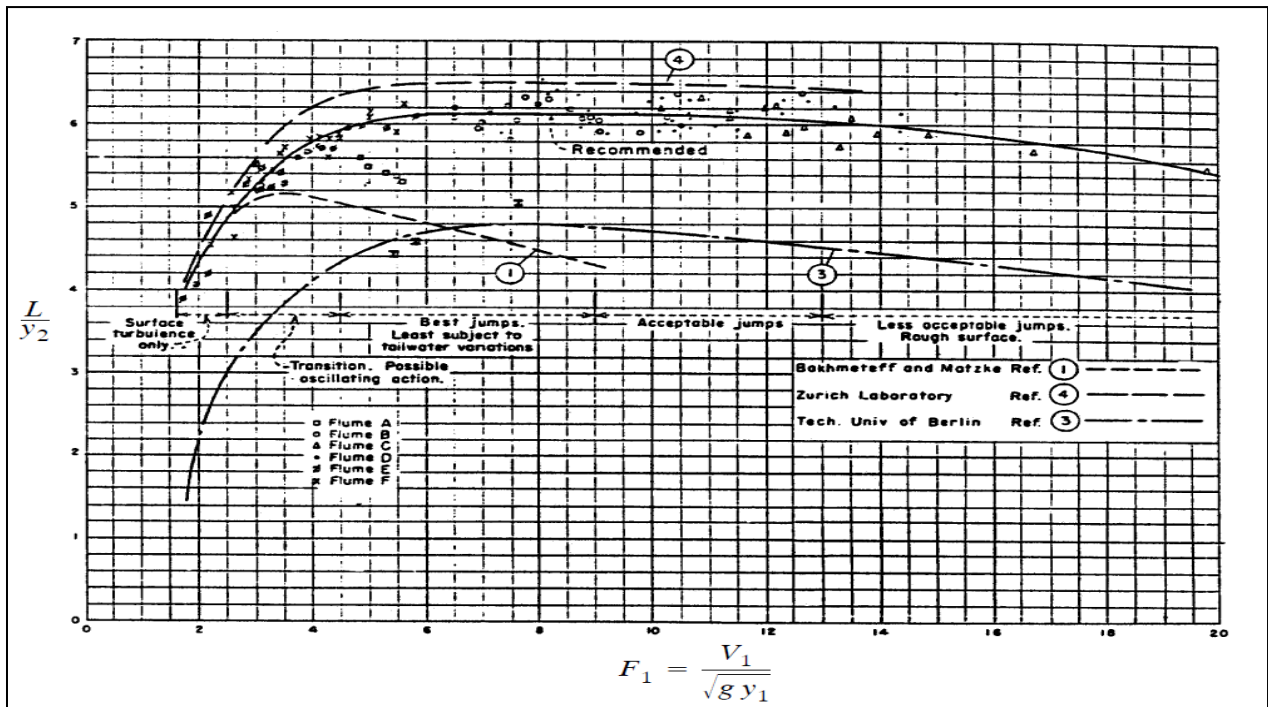


Fig N° V.13 : Longueur du ressaut en terme de y_2 (Peterka, 1964).

V.7.6. CANAL DE FUITE :

Le canal de fuite est la partie du projet qui raccorde le bassin d'amortissement Avec l'oued à l'aval.

Il a une section rectangulaire, ses rives protégées par les pierres naturelles et son fond en terre. Le but de ce calcul est détermination de la hauteur normale h_n d'eau dans le canal.

La formule utilisée est celle CHEZZY :

$$Q=C*W \sqrt{R * I}$$

Ou ;

I : Pente du canal (I = 0.02).

b : Largeur du canal (40m).

C : Coefficient de CHEZZY ; calculée par la formule de MANNING :

$$C = \frac{1}{n} R^{1/6}$$

n : Rugosité ; n = 0.035 (revêtu par pierres naturelles).

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau N°V.10 : Calcul du débit dans le canal de fuite.

| $h(m)$ | $b(m)$ | n | i | $W(m^2)$ | $X(m)$ | $R(m)$ | $C(\sqrt{m/s})$ | $V(m/s)$ | $Q(m^3/s)$ |
|--------|--------|-------|------|----------|--------|--------|-----------------|----------|------------|
| 0,0 | 40.00 | 0,014 | 0.02 | 0,00 | 40.00 | 0.00 | 0.00 | 0.00 | 0,00 |
| 0,5 | 40.00 | 0,014 | 0.02 | 20,00 | 41.00 | 0,48 | 63.50 | 6.22 | 124,5 |

| | | | | | | | | | |
|-----|-------|-------|------|-------|-------|------|-------|-------|--------|
| 1,0 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 40,00 | 42,00 | 0.95 | 70.83 | 9.76 | 390,5 |
| 1,5 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 60,00 | 43,00 | 1.39 | 75.28 | 12.55 | 753,1 |
| 2,0 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 80,00 | 44,00 | 1.81 | 78.53 | 14.94 | 1195,5 |
| 2,5 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 100,0 | 45,00 | 2.22 | 81.14 | 17.1 | 1710 |
| 3,0 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 120,0 | 46,00 | 2.60 | 83.21 | 19.0 | 2277 |
| 3,5 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 140,0 | 47,00 | 2.97 | 85.00 | 20.71 | 2900,2 |
| 4,0 | 40,00 | 0,014 | 0.02 | 160,0 | 48,00 | 3,33 | 86,57 | 22.35 | 3575 |

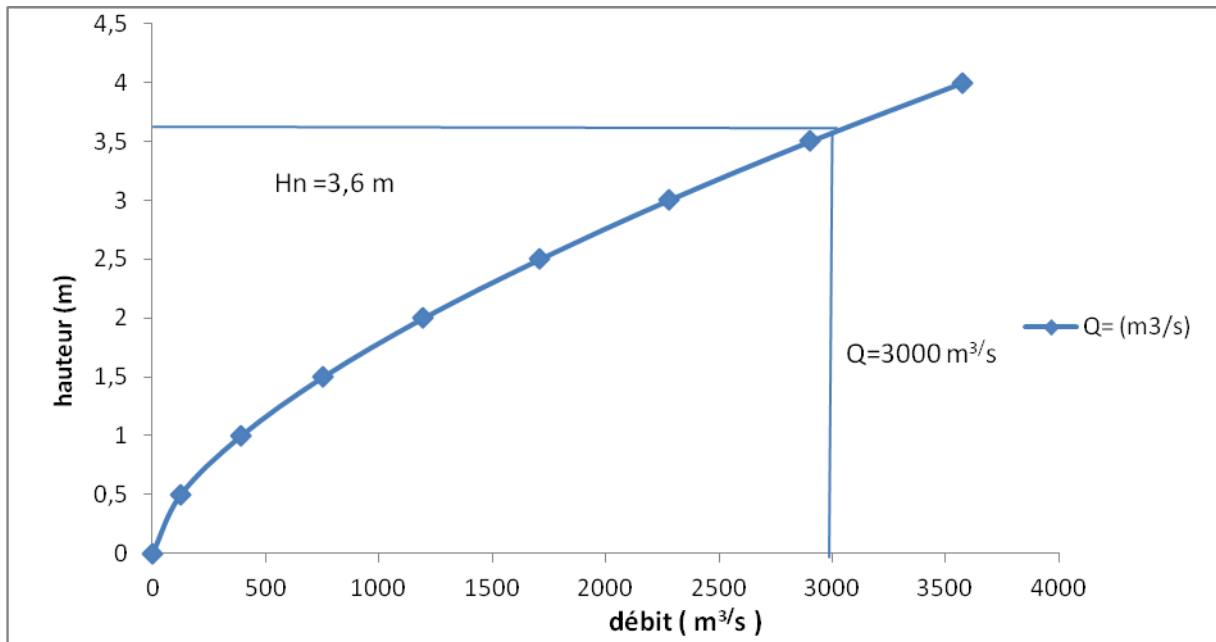


Fig N°V.14 : Courbe de tarage du canal de fuite.

Du graphe $h = f(Q)$ on peut déterminer h_0 que correspond au débit $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s}$

Donc, on aura : $Q = 3000 \text{ m}^3/\text{s} \Rightarrow h_n = 3.6 \text{ m}.$

V.8. CONCLUSION :

Dans ce chapitre on a déterminé tout les paramètres hydrauliques concernant les différents éléments de l'évacuateur de crues latéral choisi, avec la vérification du régime d'écoulement.

CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons essayé du dimensionnement d'un évacuateur de crue de barrage fontaine de gazelle (Wilaya de Biskra) .

Selon les conditions topographiques, géologiques, et hydrologiques, d'évacuateur de crue ont été étudiées.

L'étude technique entre l'évacuateur de crue favorable, mais ce choix n'est pas définitif nous devons passer par des essais sur modèles réduits.

C'est un ouvrage d'une importance primordiale, essentiel à la sécurité du barrage. La conception de l'évacuateur dépend du débit à évacuer, de la hauteur de chute entre le niveau des plus hautes eaux et celui du fond de la vallée.

L'évacuateur de crue a les caractéristiques suivantes

Crue de projet 3000 M³/S fréquence 10000 ans.

Type de CREAGER.

Largeur de font de Versant 40 m.

Longueur du déversoir 125 m

La hauteur déverse 4 m

Après avoir fait le calcul hydraulique de tous les paramètres de chaque élément de l'évacuateur de crues, nous avons pu voir les différentes propriétés hydrauliques étudiées pendant les années de l'étude.

Pour évacuer le débit déversé dans de bonnes conditions d'écoulement et de sécurité on adapte un canal d'évacuation d'une section rectangulaire, le but du calcul de ce dernier est de veiller à la torrencialité d'écoulement.

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Mémoires:

- 1- Etude de l'optimisation du Barrage de Oued BOUCHATAT W. SETIF
« DJBABLIA Azzeddine et KHENNOUFA Sofiane » .
- 2 - Etude des Ouvrages Annexes D'un petit Barrage sur Oued AIAT C. de BOUHMAMA
W. KHENCHELA « GHORAB Idriss et MEZILI Djamel et GHENAM Nabil » .
- 3 - Etude de Faisabilité d'une Retenue Collinaire sur Oued MEZAB (TAGHIT)
Commune de T'KOUT W. BATNA « BENAICHA Amar Cherif » .
- 4 - Technique des Barrages en Aménagement Rural
« Direction de L'Aménagement PARIS FRANCE » .
- 5 - Essai de Quantification de L'Erosion et Perspective de la Protection du Barrage de
FONTAINE DESGAZELLES Contre L'Envasement « RERBOUDJ Abdel Malek » .
- 6- Technique des petits Barrages en Afrique sahélienne et équatoriale
(Durand Jean -Maurice)

Les logiciels :

- * EXCEL : pour les calculs (pluies, débits, hauteur, Graphique,, etc.) .

Site Web :

http://www.grr.ulaval.ca/gae_3005/Documents/Notes_A2013/CH_15_Ressaut.pdf »
<http://lhc.epfl.ch/cours/masterGC/cours-hydraulique.pdf>
<http://www.geotechfr.org/sites/default/files/revues/blpc/BLPC%20sp%20Digues%20et%20barrages%20compil.pdf>

Les cartes :

- Topographiques :

- le carte topographique qui couvre la region (1/200 000)

Batna, Ain Touta, Arris, Menâa, Tamarin, El-kantara, Tazoulte, Merouana et N'gaous (1/50 000).

- Esquisse géologique des Aurès, LAFFITE.R1939 (1/200 000).

- le Carte de localization du bassin versant d'Oued El-Hai (ANRH; 1992)

ملخص

ان الغرض من هذا العمل هو اقتراح الجانب المفيض، وجعل الحساب الهيدروليكي لجميع المعلمات لكل عنصر من مفيض حتى تتمكن من رؤية الخواص الهيدروليكية مختلفة يدرسون خلال سنوات الدراسة. قسمنا دراستنا إلى خمسة فصول رئيسية ويحدد الفصل الأول مجال دراستنا هي مستجمعات المياه واد الحي والأحواض الفرعية (سد منبع الغزلان) الفصل الثاني من الدراسة الجيولوجية للموقع سد منبع الغزلان. الفصل الثالث من الدراسة الهيدرولوجية. الفصل الرابع من تصميم السد. في النهاية، في الفصل الخامس تصميم مفيض.

Résumé

Le but de ce travail est de propose un évacuateur de crue latéral, et faire le calcul hydraulique de tous les paramètres pour chaque élément de l'évacuateur afin de bien voir les différents caractéristiques hydrauliques étudiées pendant les années d'étude.

Nous avons scinde notre étude en cinq principaux chapitres

Premier chapitre définit la zone de notre étude ou représente le bassin versant de oued El hai et le sous bassin (barrage de fontaine des gazelles)

Le second chapitre d'étude géologique pour le site du barrage fontaine de gazelle.

Le troisième chapitre d'étude hydrologique.

Le quatrième chapitre conception de la digue.

En fin, dans chapitre cinq dimensionnement D'un évacuateur de crues

Abstract

The purpose of this work is to propose a spillwayside, and make the hydraulic calculation of all parameters for each element of the spillway so you can see the different hydraulic characteristics are studying during the years of study.

We divided our study into five main chapters

First chapter defines the area of our study is the watershed or river of El hai and the sub-basin (dam fountain gazelles)

The second chapter of geological study for the dam site fountain gazelle.

The third chapter of hydrological study.

The fourth chapter of the dam design.

In the end, in chapter five the one sizing spillway